



Universidade do Minho

# **CONCEPÇÃO DE UM SAFEROOM ANTI – TORNADO EM BETÃO GEOPOLIMÉRICO**

**PAULO DIAS LOPES OSÓRIO**

**DISSERTAÇÃO APRESENTADA NA UNIVERSIDADE DO MINHO PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE  
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL, SOB ORIENTAÇÃO DO PROFESSOR SAID JALALI E CO –  
ORIENTAÇÃO DO PROFESSOR AMÂNDIO TEIXEIRA PINTO**

**SETEMBRO DE 2006**



## AGRADECIMENTOS

Para a realização desta dissertação, para além do necessário esforço pessoal, foi fundamental a contribuição de outras pessoas, às quais gostaria de deixar umas palavras de sincero agradecimento:

Ao Prof. Doutor Teixeira Pinto devo a realização deste trabalho, por me ter despertado enquanto ainda estudante a curiosidade e interesse pelos Geopolímeros, pelo incansável apoio, pela amizade, pelo exemplo que representa enquanto Engenheiro, Professor e Homem.

Ao Prof. Doutor Said Jalali pelo sempre afável apoio, dedicação, disponibilidade e pelos conselhos que enriqueceram este trabalho.

Ao Prof. Doutor Benjamin Varela do Rochester Institute of Technology e sua Família pela maneira como me receberam e apoiaram durante toda a estadia nos E.U.A., ajudando a tornar essa experiência em algo memorável e de grande enriquecimento técnico e pessoal.

À Prof. Doutora Anabela Paiva pelo apoio prestado ao longo deste trabalho, nomeadamente através da permissão de acesso ao Laboratório de Materiais da UTAD, indicações de bibliografia, cedência de contactos de empresas e pessoas e pela sempre atenciosa disponibilidade.

Ao Prof. Lima Vasconcelos da UTAD, pela cedência de bibliografia e ajuda na realização de ensaios.

A todos os “colegas” de muitas horas no laboratório de Materiais da UTAD, pela ajuda sempre disponível, compreensão e amizade, nomeadamente aos Técnicos de Laboratório Ricardo Cardão e Nelson Carvalho, ao Dr. Eduardo Vieira, ao Eng. Técnico Cristóvão Laginhas e à Eng. Joana Rapazote.

Ao Prof. Armando Camelo pela disponibilização do Laboratório de Betões da Hidrorumo do Grupo EDP para determinação do Módulo de Elasticidade e ajuda ao longo dos ensaios.

Ao Doutor Leça Coelho, investigador do LNEC, pela forma afável e desinteressada como me prestou esclarecimentos relativamente à temática da Resistência ao Fogo e pela cedência de bibliografia.

Ao Sr. Matos, Técnico do Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho pela sempre disponível ajuda na realização dos ensaios.

Aos colegas de Mestrado Eng. Pedro Moreira, Eng. José Luís Miranda, Eng. Miguel Matias e Eng.<sup>a</sup> Liliana Ferreira pelo apoio prestado ao longo da parte curricular e fundamentalmente pela amizade.

Aos Amigos, sem os quais a vida não teria tanto interesse.

À minha Família, especialmente aos Pais e Irmãos, pelo apoio incondicional demonstrado em quaisquer circunstâncias. Para eles não existem palavras que expressem a sua importância na minha Vida.

À Carine, que tendo sido nos últimos anos a minha base de apoio, agradeço a compreensão nas ausências, a motivação nos momentos difíceis, o apoio sempre presente e por dar ao dia-a-dia um objectivo: a construção de um futuro em conjunto.

## RESUMO

Numa altura em que as preocupações ambientais se encontram na ordem do dia, os investigadores, um pouco por todo o mundo, procuram formas de substituir o Cimento Portland na fabricação de betões, por materiais mais “amigos” do ambiente, envolvendo a diminuição de emissões gasosas prejudiciais ou incorporando subprodutos de outras indústrias.

Por outro lado estão actualmente a ser recuperados e desenvolvidos conhecimentos há muito perdidos pelo Homem, nomeadamente aqueles que se prendem com a fabricação de betões e argamassas altamente duráveis, que apesar de aplicados há milhares de anos, ainda hoje perduram em construções grandiosas como o Coliseu de Roma ou as Pirâmides do Egipto. Ligantes dessa natureza foram designados por “geopolímeros” na década de 70 do século passado.

Esta dissertação diz respeito a um estudo de investigação sobre a possibilidade de aplicação de um betão geopolimérico (usando metacaulino como precursor) numa situação concreta, onde as suas características de elevada resistência mecânica e ao fogo poderão representar vantagens relativamente aos betões de Cimento Portland que são usados actualmente. Essa aplicação é a de um abrigo anti-tornado de uso recente mas já vulgarizado nos Estados Unidos da América, designado por *saferoom*.

Anualmente, vários estados norte-americanos são atingidos por tornados que provocam elevados prejuízos materiais e por vezes perda

de vidas humanas. Devido à baixa probabilidade de um tornado atingir um determinado ponto, a estratégia daquele país para enfrentar este perigo passa pela utilização de abrigos propositadamente construídos para aquele fim, entre os quais existe o *saferoom* ou divisão segura, que pretende ser mais um compartimento da habitação, mas construído em betão armado e dimensionado para conferir aos seus ocupantes um nível muito elevado de segurança.

Um *saferoom* deverá estar preparado para suportar ventos de elevada velocidade, impacto de “mísseis” transportados pela violenta circulação de ar, fogo e explosões, sem colocar em perigo a vida dos seus ocupantes. Nesse sentido, sujeitou-se uma argamassa geopolimérica a uma série de ensaios que pretendem avaliar a aplicabilidade do material para o fim previsto, mantendo sempre como comparação argamassas de Cimento Portland Normal (CPN).

Verificou-se que é possível fabricar um betão geopolimérico que se adequa à utilização como material estrutural num *saferoom*, tendo o seu desempenho sido superior ao betão de CPN em quase todas as características avaliadas.

No final procedeu-se ao dimensionamento do *saferoom* através dos critérios norte-americanos.

Existe no entanto margem de progressão para este tipo de materiais, e como tal novos estudos de investigação irão ser desenvolvidos nesse sentido.

## ABSTRACT

The environmental concerns have been compelling some researchers to try to come up with new ways of replacing the Portland Cement in the fabrication of concrete, using materials that are sub-products of other industries or which production require less emission of pollutant gases.

On the other hand, the long lost knowledge of making highly durable concrete like the one applied in ancient buildings, as the Egypt Pyramids or the Rome Coliseum is now being recovered and developed. In the 70's that kind of binders was named "geopolymers".

This thesis is about a research study on the applicability of a geopolymeric concrete (using metakaolin as the precursor) in a real situation, where its characteristics of high mechanical strength and good fire resistance can represent an advantage to the Ordinary Portland Cement concrete that is used today. That application is a saferoom, currently used in the U.S.A. as a tornado shelter.

Every year, several American states are hit by tornadoes causing great damages and sometimes the loss of human lives. Due to the low probability of a local tornado strike, the American strategy to face this danger is to build specific shelters. The saferooms are basically another house compartment, usually made of reinforced concrete and designed to resist a tornado and protect its occupants.

A saferoom shall withstand the forces caused by the high-speed wind, the impact of "wind missiles", fire and explosions without risking the life of

its occupants. In that sense, a geopolymeric mortar was subjected to tests meant to evaluate its ability to be used as a saferoom construction material. In all tests, Ordinary Portland Cement mortars (OPC) were used to compare results.

The tests showed that it is possible to produce a geopolymeric concrete to be used successfully as a saferoom construction material, since its performance was superior to the OPC in almost all tested characteristics.

The final task was to design a saferoom using a reinforced geopolymeric concrete as the construction material.

These kinds of materials have yet potential to evolve, and so new research will be made in that way in the future.



# ÍNDICE GERAL

<b>Preâmbulo.....</b>	<b>xix</b>
I. Motivação do Trabalho .....	xix
II. Objectivos.....	xx
III. Metodologia.....	xx
IV. Estrutura do trabalho.....	xxi
 <b>CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1 Materiais Geopoliméricos .....	3
1.1.1 O que são?.....	3
1.1.2 A Química dos Geopolímeros.....	9
1.1.3 Propriedades Mecânicas de Betões Geopoliméricos .....	16
1.1.3.1 Considerações Gerais .....	16
1.1.3.2 Resistência à compressão e tracção .....	19
1.1.3.3 Módulo de Elasticidade .....	21
1.1.3.4 Coeficiente de Poisson.....	23
1.1.4 Durabilidade de Betões Geopoliméricos.....	24
1.1.5 Os Geopolímeros e o Ambiente .....	28
1.1.6 Aplicações dos Betões Geopolímeros.....	32
1.2 A Situação Actual nos EUA .....	35
1.2.1 Tempestades Violentas .....	35
1.2.1.1 Tornados.....	36
1.2.1.2 Furacões.....	39
1.2.2 O Efeito de Tornados e Furacões Nas Construções .....	40
1.2.2.1 Características das Habitações.....	41
1.2.2.2 Danos Mais Frequentes .....	45
1.2.3 Abrigos e <i>Saferooms</i> .....	52
1.3 Concepção de <i>Saferooms</i> – Aspectos a Considerar .....	59
1.3.1 Considerações Gerais .....	59
1.3.2 Acções Dinâmicas .....	60

1.3.2.1	Considerações Gerais .....	60
1.3.2.2	Influência da velocidade de aplicação das cargas no betão.....	61
1.3.2.3	Vento de Elevada Velocidade.....	66
1.3.2.4	Impacto e Ondas de Choque .....	69
1.3.3	Resistência ao Fogo.....	73
1.3.3.1	Considerações Gerais .....	73
1.3.3.2	Comportamento Mecânico do Betão a Altas Temperaturas. Betão Normal e Betão de Elevado Desempenho.....	75
1.3.3.3	Requisitos Estruturais Para Elementos de Betão .....	83
1.3.4	Dimensionamento de um <i>Saferoom</i> .....	85
<b>CAPÍTULO 2 - MATERIAIS E PROCEDIMENTOS DE ENSAIO .....</b>		<b>89</b>
2.1	Considerações Gerais.....	91
2.2	Caracterização dos Materiais e Argamassas.....	93
2.2.1	Considerações Gerais .....	93
2.2.2	Descrição e Caracterização dos constituintes.....	93
2.2.2.1	Agregados.....	93
2.2.2.2	Ligantes .....	96
2.2.2.2.1	Matriz Geopolimérica.....	96
2.2.2.2.2	Cimento.....	98
2.2.3	Composição, Mistura e Cura .....	99
2.2.4	Propriedades Físicas.....	101
2.2.4.1	Absorção de Água dos Agregados.....	101
2.2.4.2	Porosidade Aberta .....	102
2.2.4.3	Massa Volúmica .....	103
2.2.5	Propriedades Mecânicas.....	105
2.2.5.1	Resistência Mecânica .....	105
2.2.5.1.1	Flexo-tracção .....	106
2.2.5.1.2	Compressão.....	107
2.2.5.2	Módulo de Elasticidade .....	107
2.2.5.2.1	Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho.....	108
2.2.5.2.2	Laboratório de Betões da Hidrorumo (Grupo E.D.P.).....	109
2.2.5.2.3	Determinação do Valor de Módulo de Elasticidade .....	111
2.3	Resistência ao Fogo .....	111

2.3.1	Resistência Mecânica das Argamassas a Altas Temperaturas .....	112
2.3.2	Isolamento Térmico .....	114
2.4	Impacto .....	120
<b>CAPÍTULO 3 - RESULTADOS E ANÁLISE .....</b>		<b>123</b>
3.1	Caracterização dos Materiais .....	125
3.1.1	Propriedades Físicas .....	125
3.1.1.1	Absorção de Água dos Agregados .....	125
3.1.1.2	Porosidade Aberta .....	125
3.1.1.3	Massa Volúmica .....	126
3.1.2	Propriedades Mecânicas .....	128
3.1.2.1	Resistência Mecânica .....	128
3.1.2.1.1	Flexo-tracção .....	128
3.1.2.1.2	Compressão .....	131
3.1.2.1.3	Módulo de Elasticidade .....	134
3.2	Resistência ao Fogo .....	136
3.2.1	Resistência Mecânica das Argamassas a Altas Temperaturas .....	136
3.2.1.1	Argamassa Geopolimérica .....	136
3.2.1.2	Argamassa de Cimento Portland com Chamote .....	139
3.2.1.3	Argamassa de Cimento Portland com Areia .....	140
3.2.1.4	Análise dos Resultados .....	141
3.2.2	Isolamento Térmico .....	144
3.3	Impacto .....	147
<b>CAPÍTULO 4 - DIMENSIONAMENTO DO <i>SAFEROOM</i> .....</b>		<b>149</b>
4.1	Considerações Gerais .....	151
4.2	Critérios de Dimensionamento .....	153
4.3	Optimização das Dimensões Exteriores do <i>Saferoom</i> .....	154
4.4	Descrição Geral do <i>Saferoom</i> .....	158
4.5	Quantificação de Acções .....	160
4.5.1	Acções permanentes .....	160
4.5.1.1	Peso Próprio .....	160
4.5.2	Acções variáveis .....	161
4.5.2.1	Vento de elevada velocidade .....	161

---

4.5.2.2	Sobrecarga.....	166
4.6	Combinação de Acções .....	166
4.7	Verificação da Segurança .....	167
4.7.1	Impacto de “Mísseis” .....	167
4.7.2	Resistência ao Fogo.....	168
4.7.3	Deslizamento.....	168
4.7.4	Derrube .....	170
4.7.5	Levantamento .....	171
4.7.6	Dimensionamento Interno .....	171
4.8	Consideração Finais.....	173
 <b>CAPITULO 5 – CONCLUSÕES .....</b>		<b>177</b>
 <b>ANEXOS .....</b>		<b>183</b>
 <b>BIBLIOGRAFIA.....</b>		<b>187</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Recipiente em conglomerado basáltico (II Dinastia, 2700 AC – Museu Britânico) .....	5
Figura 1.2 – Perspectiva do Coliseu de Roma, onde terá sido usada argamassa geopolimérica no miolo das paredes exteriores, há perto de 2000 anos. ..	5
Figura 1.3 – Monómeros base de formação dos geopolímeros [11] .....	9
Figura 1.4 – Aspectos Estruturais e Nomenclatura [11] .....	12
Figura 1.5 – Canais e estrutura aberta dos zeólitos (Zeólito A) [13] .....	13
Figura 1.6 – Eflorescências de carbonato de sódio em ambiente de CO <sub>2</sub> .....	17
Figura 1.7 – Evolução da concentração na atmosfera de gases responsáveis pelo efeito de estufa nos últimos 1000 anos [26] .....	28
Figura 1.8 – Produção de cimento em 10 regiões do mundo [31] .....	30
Figura 1.9 – Aplicações bem sucedidas de geopolímeros pelo Instituto Géopolymère [1] .....	33
Figura 1.10 – Tornado nos E.U.A [40] .....	36
Figura 1.11 – Número de tornados registados nos EUA por ano [42] .....	36
Figura 1.12 – Trajecto de um tornado F-4 nos arredores de La Plata, Maryland em 2002 [40] .....	37
Figura 1.13 – Número de tornados registados nos EUA por cada 1000 milhas <sup>2</sup> [45] .....	38
Figura 1.14 – Moradia cujo principal material de construção estrutural é madeira. (Rochester, Nova Iorque) .....	44
Figura 1.15 – Esquema da entrada de vento e pressurização do interior das habitações [45] .....	47
Figura 1.16 – Exemplo da classificação de estragos do tornado (La Plata, 2002 [48]) ...	48
Figura 1.17 – Efeito perfurador de "mísseis" de média dimensão. ....	49
Figura 1.18 – Exemplos de falhas frequentes .....	50
Figura 1.19 – Danos num edifício de tijolo (Tornado de Spencer, 1998 [52]) .....	51
Figura 1.20 – Frequência média anual de tornados por 10.000 milhas <sup>2</sup> por estado entre 1950-1995 [42] .....	53
Figura 1.21 – Período de retorno de tornados F2 ou superiores nos EUA (em dezenas de milhares de anos) pelo Método de Monte Carlo [55] .....	55

Figura 1.22 – Exemplos de abrigos subterrâneos pré-fabricados em vários materiais (Storm and Tornado Shelters of Texas, Inc) [58] .....	57
Figura 1.23 – Exemplos de <i>Saferooms</i> em várias fases e em vários materiais .....	58
Figura 1.24 – Taxas de variação da extensão para várias situações de carregamento [70] .....	62
Figura 1.25 – Influência da velocidade de aplicação de cargas na resistência à compressão do betão [71] .....	62
Figura 1.26 – Dependência da taxa de deformação do betão em tracção [70] .....	63
Figura 1.27 – Influência da velocidade de deformação na resistência à compressão [67] .....	64
Figura 1.28 – Influência da velocidade de deformação na resistência à tracção [67] ..	64
Figura 1.29 – Representação gráfica dos três tipos de Módulos de Elasticidade [72]: ...	65
Figura 1.30 – Zonas de vento nos EUA para efeitos de dimensionamento [45] .....	68
Figura 1.31 – “Míssil” padrão projectado sobre uma parede de alvenaria [45] .....	71
Figura 1.32 – Secção de betão aprovada pelos critérios de impacto FEMA para elementos verticais .....	72
Figura 1.33 – Variação da temperatura, $T - T_0$ , com o tempo $t$ , no fogo normalizado ISO 834 [83] .....	75
Figura 1.34 – Redução da resistência à compressão de betão com agregados calcários [71]: .....	76
Figura 1.35 – Efeito de vários tipos de agregados na resistência ao fogo de uma placa de 12,1 cm de betão CPN [87] .....	78
Figura 1.36 – Variação das propriedades mecânicas do betão com a temperatura [83] .....	79
Figura 1.37 – Destacamento explosivo ocorrido numa placa de betão denso [92] .....	80
Figura 1.38 – Relação entre $\sigma_{c,fi}$ e $h$ (ou $b$ ) para avaliação do risco de destacamento explosivo para elementos de betão de densidade normal [84]. .....	82
Figura 2.1 – Provetes dos três tipos de argamassa estudados .....	92
Figura 2.2 – Curva granulométrica dos agregados usados na composição das argamassas .....	95
Figura 2.3 – Chamote separada nas várias granulometrias .....	95
Figura 2.4 – Dimensões dos provetes ensaiados .....	105
Figura 2.5 – Ensaio de flexão sobre um prisma de argamassa geopolimérica .....	106
Figura 2.6 – Ensaio de compressão sobre um prisma de argamassa geopolimérica ...	107

Figura 2.7 – Representação do ensaio experimental para determinação do Módulo de Elasticidade na U.M. (Esquerda – Esquema [22], Direita – Fotografia do provete de AGPC).....	108
Figura 2.8 – Curva de carregamento para determinação do M.E. da AGPC na U.M. ....	109
Figura 2.9 – Ensaio para determinação do ME no LBH .....	110
Figura 2.10 – Curva de carregamento para a determinação do ME no LBH.....	110
Figura 2.11 – Comparação entre a curva de aquecimento da mufla utilizada e a curva ISO 834 .....	113
Figura 2.12 – Imagem da mufla ainda com alguns provetes de AGPC no interior .....	114
Figura 2.13 – Esquema de montagem do ensaio de isolamento térmico a) .....	115
Figura 2.14 – Localização das sondas T1 a T4 na placa. ....	116
Figura 2.15 – Equipamento de leitura da temperatura da HANNA Instruments. ....	116
Figura 2.16 – Vista frontal (esquerda) e corte pelo centro (direita) da placa de argamassa a ensaiar envolvida pelo tijolo refractário (medidas em cm) .....	117
Figura 2.17 – Esquema de montagem do ensaio (em corte) .....	118
Figura 2.18 – Esquema do ensaio de impacto, sendo h a altura de queda da esfera (medidas em cm) .....	120
Figura 3.1 – Rotura da AGPC com 7 dias à flexão.....	128
Figura 3.2 – Valores médios da resistência à tracção das 4 argamassas.....	130
Figura 3.3 – Provette de AGPC com 7 dias após rotura por compressão .....	131
Figura 3.4 – Valores médios da resistência à compressão das 4 argamassas .....	133
Figura 3.5 – Pequenas fissuras visíveis (para além da porosidade) na superfície da AGPC <sup>SAT1</sup> .....	137
Figura 3.6 – Diferença de tonalidade entre a argamassa de controlo AGPC <sup>CON9</sup> e a AGPC <sup>SAT1</sup> .....	138
Figura 3.7 – Provetes de AGPC após a sujeição a elevadas temperaturas.....	138
Figura 3.8 – Provetes de ACPNC após a sujeição a elevadas temperaturas .....	139
Figura 3.9 – Provetes de ACPNC depois da sujeição a elevadas temperaturas e do ensaio de flexão.....	140
Figura 3.10 – Provetes de ACPNA após a sujeição a elevadas temperaturas .....	141
Figura 3.11 – Provetes de ACPNA depois da sujeição a elevadas temperaturas e do ensaio de flexão.....	141

Figura 3.12 – Temperaturas sentidas na face oposta à da incidência de uma chama de 950 °C .....	146
Figura 3.13 – Efeito do impacto da esfera de aço na placa de ACPNC <sub>1</sub> após 10 quedas e respectivo enquadramento geométrico da área fotografada na placa .....	147
Figura 4.1 – Desenho esquemático das dimensões de um <i>saferoom</i> .....	155
Figura 4.2 – Efeito da variação da relação b/c sobre o Factor de Segurança ao Derrube a ao Deslizamento .....	156
Figura 4.3 – Efeito da variação da relação b/a sobre o Factor de Segurança ao Derrube a ao Deslizamento .....	157
Figura 4.4 – Modelo tridimensional do <i>saferoom</i> .....	159
Figura 4.5 – Zonas de pressão exterior do vento no <i>saferoom</i> (as setas pretas representam a direcção das pressões) .....	165
Figura 4.6 – Pressões exteriores e interiores do vento sobre o <i>saferoom</i> .....	169
Figura 4.7 – Modelo usado para o dimensionamento interno no CYPE 2003 .....	172
Figura 4.8 – Dimensões finais do <i>saferoom</i> .....	174
Figura 4.9 – Secção transversal da laje de cobertura e térrea (medidas em cm) .....	174
Figura 4.10 – Secção transversal das paredes (medidas em cm) .....	174
Figura A.5.1 – Escala de Fujita (Retirada de [45] - tradução livre) .....	185
Figura A.5.2 – Escala de Saffir-Simpson (Retirada de [45] - tradução livre) .....	186



## ÍNDICE DE TABELAS E GRÁFICOS

Tabela 1.1 – Resenha histórica sobre alguns acontecimentos importantes acerca de cimentos obtidos por activação alcalina e cimentos alcalinos [5] .....	7
Tabela 1.2 – Causas externas da deterioração do betão [22] .....	25
Tabela 1.3 – Número de habitações construídas nos EUA (em milhares).....	43
Tabela 1.4 – Número de mortes provocadas pelos tornados nos E.U.A desde 1985 até 1998 para várias circunstâncias [42] .....	51
Tabela 1.5 – Percentagem de resistência à compressão de betão CPN relativamente à resistência aos 28 dias quando sujeito a várias temperaturas [71] .....	78
Tabela 2.1 – Análise química da chamote efectuada por absorção atómica na UTAD .....	94
Tabela 2.2 – Análise química do Metamax® por FRX.....	97
Tabela 2.3 – Tabela de proporções em peso para a composição das argamassas....	100
Tabela 2.4 – Tempo de cura das argamassas à temperatura ambiente.....	101
Tabela 3.1 – Resultados do ensaio de absorção de água dos agregados .....	125
Tabela 3.2 – Porosidade Aberta dos três tipos de argamassa.....	125
Tabela 3.3 – Resultados do ensaio da determinação da massa volúmica das argamassas no estado seco .....	127
Tabela 3.4 – Resultados do ensaio da determinação da massa volúmica das argamassas no estado saturado .....	127
Tabela 3.5 – Resultados do ensaio de flexo-tracção das várias argamassas.....	129
Tabela 3.6 – Resultados do ensaio de compressão das várias argamassas .....	132
Tabela 3.7 – Valores do Módulo de Elasticidade determinados experimentalmente na U.M. ....	135
Tabela 3.8 – Valores do Módulo de Elasticidade determinados experimentalmente no L.B.H.....	135
Tabela 3.9 – Resultados do ensaio da sujeição da argamassa AGPC a 900 °C durante 2 horas.....	137
Tabela 3.10 – Resultados do ensaio da sujeição da argamassa ACPNC a 900 °C durante 2 horas .....	139
Tabela 3.11 – Resultados do ensaio da sujeição da argamassa ACPNA a 900 °C durante 2 horas .....	140

Tabela 3.12 – Correspondência entre a numeração dos impactos e a altura de queda da esfera .....	147
Tabela 3.13 – Resultados do ensaio de queda da esfera de aço.....	148
Tabela 4.1 – Pressão exterior nas faces do <i>saferoom</i> .....	166
Tabela 4.2 – Factores de Segurança a ter em conta na combinação de acções para a verificação ao deslizamento .....	170
Tabela 4.3 – Factores de Segurança a ter em conta na combinação de acções para a o dimensionamento da cobertura .....	172
Tabela 4.4 – Factores de Segurança a ter em conta na combinação de acções para a o dimensionamento das paredes.....	172
Gráfico 3.1 – Resistência Residual à Tracção das argamassas .....	142
Gráfico 3.2 – Resistência Residual à Compressão das argamassas .....	143

## SIGLAS

AF&PA – *American Forest & Paper Association*

ASCE – *American Society of Civil Engineers*

BED – Betões de Elevado Desempenho

CAD – *Computer Aided Design*

CEB – *Comité Européen du Béton*

CPN – Cimento Portland Normal

EDP – Electricidade de Portugal

EUA – Estados Unidos da América

FEMA – *Federal Emergency Management Agency*

GEE – Gases de Efeito de Estufa

HUD – *Department of Housing and Urban Development*

LBH – Laboratório de Betões da Hidrorumo

LIMD – Linha Internacional de Mudança de Data

LTGS – *Low Temperature Geopolymeric Setting*

MED – Módulo de Elasticidade Dinâmico

MEE – Módulo de Elasticidade Estático

NIST – *National Institute of Standards and Technology*

NOAA – *National Oceanic and Atmospheric Administration*

NSSA – *National Storm Shelter Association*

OPC – *Ordinary Portland Cement*

RSA – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

SPC – *Storm Prediction Centre*

SPRFV – Sistema Principal de Resistência à Força do Vento

UM – Universidade do Minho

UTAD – Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro



# PREÂMBULO

## I. MOTIVAÇÃO DO TRABALHO

Depois dos ataques terroristas do dia 11 de Setembro de 2001 nos Estados Unidos da América (E.U.A.), a protecção das estruturas ao fogo ganhou uma nova importância naquele país. Tendo os geopolímeros uma reconhecida elevada resistência ao fogo, verificou-se um aumento do interesse em volta destes materiais e nesse sentido o Rochester Institute of Technology (R.I.T.) abordou a Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro (U.T.A.D), onde se desenvolviam trabalhos de pesquisa nesse domínio, para o desenvolvimento de investigação conjunta dos geopolímeros. Os contactos culminaram com a assinatura de um protocolo de cooperação entre as duas instituições.

Este trabalho surge assim no âmbito do estudo da avaliação da aplicabilidade de geopolímeros, para resistência ao fogo, na construção de abrigos anti-tornado, os chamados *saferooms*. Trabalhos anteriores realizados no R.I.T. envolveram o estudo da protecção que uma camada de geopolímero pode conferir ao betão de Cimento Portland Normal (CPN), enquanto que o presente trabalho trata da substituição total de betão de CPN por um betão geopolimérico.

A presente dissertação representa assim uma contribuição para o estudo da aplicabilidade deste tipo de materiais a situações concretas, onde o betão de CPN é actualmente usado, podendo constituir, nas situações ligadas com a ocorrência de elevadas temperaturas, uma mais-valia relativamente a este.

## II. OBJECTIVOS

O objectivo principal deste trabalho é avaliar a aplicabilidade de um betão geopolimérico como material de construção para um abrigo anti-tornado do tipo *saferoom*. Este objectivo passa pelo estudo do comportamento do betão geopolimérico numa série de condições impostas ou exigidas pela utilização, tais como:

- Avaliação da resistência mecânica à compressão simples e flexo-tracção;
- Avaliação da relação entre a aplicação de tensões e a deformação na fase elástica através da determinação do Módulo de Elasticidade.
- Avaliação da perda de resistência quando submetido a elevadas temperaturas;
- Avaliação da capacidade de isolamento térmico de uma chama de elevada temperatura;
- Avaliação da capacidade de absorção de energia de impacto;

O objectivo secundário é proceder ao dimensionamento do *saferoom* através dos critérios norte-americanos, depois de verificada a adequabilidade do material para esse fim.

## III. METODOLOGIA

Para estudar a aplicabilidade de um betão geopolimérico como material de construção de um abrigo anti-tornado foram realizados ensaios que permitiram avaliar as propriedades mais importantes para a aplicação em vista.

A composição da argamassa geopolimérica foi escolhida com base na experiência acumulada de trabalho com estes materiais na UTAD (Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro) de forma a dotar o material de características de elevada resistência mecânica e de resistência ao fogo.

Foram ensaiadas simultaneamente argamassas de Cimento Portland (CPN) de forma a situar os resultados da argamassa geopolimérica no contexto da tecnologia de argamassas e betões de uso corrente como são os de CPN.

Foram utilizadas normas de ensaio nacionais, excepto nos temas que estas não abrangiam. Qualquer alteração que tenha sido efectuada ao procedimento indicado nas normas usadas está devidamente assinalada.

O dimensionamento do *saferoom* foi baseado nas normas e recomendações norte-americanas, excepto no que toca ao dimensionamento interno que foi baseado nos códigos europeus.

#### **IV. ESTRUTURA DO TRABALHO**

O trabalho está dividido em 5 capítulos do modo que a seguir se descreve:

**Capítulo 1 – Introdução:** Neste capítulo pretende-se fazer uma descrição do estado actual dos conhecimentos relativos aos temas

abordados neste trabalho, assim como situar esta investigação no contexto da realidade das medidas de protecção anti-tornado nos EUA.

**Capítulo 2 – Materiais e Procedimentos de Ensaio:** Neste capítulo são descritos os materiais usados, a composição das argamassas e o processo de fabrico. Para além disso, são apresentados os ensaios realizados para avaliar a aplicabilidade do geopolímero ao fim em vista, assim como apresentadas as razões para cada uma das opções tomadas.

**Capítulo 3 – Resultados e Análise:** Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos em cada um dos ensaios e é feita a sua análise. São avançadas as razões que terão conduzido à obtenção daqueles resultados e a comparação entre as várias argamassas estudadas.

**Capítulo 4 – Dimensionamento do *saferoom*:** Neste capítulo apresenta-se a metodologia usada no dimensionamento do *saferoom*, as opções tomadas e os resultados finais em termos de dimensões exteriores do *saferoom*, da secção transversal dos vários elementos e das armaduras, incluindo espaçamento entre elas e o recobrimento.

**Capítulo 5 – Conclusões:** Neste capítulo procura-se sintetizar as conclusões obtidas no final de todo o trabalho e apontam-se propostas de trabalho para o futuro.



## CAPÍTULO 1

---

# INTRODUÇÃO



## 1.1 MATERIAIS GEOPOLIMÉRICOS

### 1.1.1 O QUE SÃO?

O termo “geopolímero” foi criado em 1979 por Joseph Davidovits aquando da criação de uma organização científica sem fins lucrativos destinada a estudar estes materiais, designada por “Institut de Recherche sur les Géopolimères” ou “Geopolymer Institute” em terminologia anglo-saxónica. Esta organização tem vindo a promover o estudo e o desenvolvimento dos geopolímeros para as mais diversas aplicações, com 30 patentes registadas em vários países até 2002 [1].

Um “geopolímero” é basicamente um polímero inorgânico, obtido através da activação alcalina de um alumino-silicato em determinadas condições de temperatura e de pressão. A matéria-prima é praticamente inesgotável pois os alumino-silicatos representam mais de 75% da parte sólida inorgânica da crosta terrestre, estando presentes na maioria das rochas e dos solos que resultam, como é sabido, da desagregação física e química das rochas. Alguns alumino-silicatos são muito estáveis e a sua activação, sendo possível, pode levantar problemas de ordem operacional que na generalidade retiram qualquer interesse prático à sua utilização. Outros, porém, muito abundantes ainda, como as argilas, apresentam um elevado potencial de activação que justifica plenamente o seu emprego como matéria de base para a obtenção deste novo tipo de materiais.

Na essência, um geopolímero apresenta características similares a outros materiais sólidos naturais, como sejam:

- Rigidez
- Resistência Mecânica
- Inércia química
- Estabilidade

mas em particular, evidencia semelhanças de composição e de estrutura com os zeólitos e os feldspatóides.

Podem também obter-se por activação alcalina (geopolimerização) produtos com propriedades e comportamentos que se assemelham aos materiais cerâmicos, embora se distingam destes pelo facto de não necessitarem de elevadas temperaturas para a sua fabricação. Usando-os “puros”, adicionando agregados ou armaduras, esta nova geração de materiais está a encontrar aplicações variadíssimas em áreas distintas como a Aeronáutica, o Automobilismo, a Engenharia Civil, a Indústria dos Plásticos, a Indústria dos Moldes, etc. (ver 1.1.6).

Apesar de actualmente serem considerados um “novo tipo” de materiais, a sua utilização pelo Homem parece ser bem mais antiga, havendo muitos indícios que Romanos, Egípcios, Gregos e outros povos do Médio Oriente, os terão largamente utilizado, numa base puramente empírica, como materiais de múltipla utilização [2]. Vasos e recipientes em pedra cujo fabrico escapa a qualquer explicação, tendo em conta a dureza da pedra e a não existência de ferramentas apropriadas para a trabalhar (Figura 1.1) ou argamassas antigas, ainda em serviço, sem apresentarem qualquer grau de alteração face a condições ambientais suficientemente agressivas para degradar em poucos anos os materiais fabricados à base de cimento Portland, parecem provar o domínio de

uma técnica cujos princípios ainda hoje não se controlam completamente (Figura 1.2).



Figura 1.1 – Recipiente em conglomerado basáltico (II Dinastia, 2700 AC – Museu Britânico)

A bibliografia da especialidade refere os vários tipos de análises feitas aos materiais, os processos construtivos e mesmo traduções e interpretações mais correctas de tratados de construção antigos que sustentam e apoiam a verosimilhança dessa hipótese [3, 4]



Figura 1.2 – Perspectiva do Coliseu de Roma, onde terá sido usada argamassa geopolimérica no miolo das paredes exteriores, há perto de 2000 anos.

A elevada durabilidade e resistência mecânica destes produtos (que passaram certamente por uma fase viscosa, em que foi possível moldá-los) são admiráveis quando comparadas com a que os betões modernos apresentam. Algures na História se perdeu o conhecimento para a fabricação destes materiais, mas felizmente as obras em que os mesmos foram utilizados chegaram até aos nossos dias e, a partir daí foi possível recuperar essa técnica antiga.

Não há ainda hoje, apesar de tudo, um consenso generalizado à volta da história desses materiais, mas a comunidade científica reconhece pelo menos a sua utilização pelos Romanos (Séc I da nossa era). A Tabela 1.1 apresenta uma breve resenha histórica da evolução que é aceite do conhecimento relativo a cimentos alcalinos ou activados alcalinamente.

O enorme fosso que se detecta entre a Civilização Romana e os primeiros desenvolvimentos com cimentos de natureza pozolânica, vai sendo preenchido à medida que novas descobertas se vão fazendo e que ajudam a vencer a relutância com que o Homem moderno encara conhecimentos do Passado que ultrapassam, quantas vezes, as suas melhores realizações.

Tabela 1.1 – Resenha histórica sobre alguns acontecimentos importantes acerca de cimentos obtidos por activação alcalina e cimentos alcalinos [5]

Autor	Ano	Descrição
Civilização Romana	Séc. I	Argamassas e betões pozolânicos
Feret	1939	Cimentos com escórias
Purdon	1940	Combinações alcalis-escórias
Glukhovsky	1959	Bases teóricas e desenvolvimento de cimentos alcalinos
Glukhovsky	1965	Primeiros cimentos alcalinos
Davidovits	1979	Termo "Geopolímero"
Malinowski	1979	Caracterização de aquedutos milenares
Forss	1983	Cimento tipo F (Escórias – alcalis – superplastificante)
Langton e Roy	1984	Caracterização de materiais em edifícios milenares
Davidovits e Sawyer	1985	Patente do cimento "Pyrament"
Krivenko	1986	Sistemas $R_2O - RO - SiO_2 - H_2O$
Malolepsy e Petri	1986	Activação de escórias sintéticas
Malek. et al.	1986	Cimentos de escórias com resíduos radioactivos
Davidovits	1987	Comparação entre betões correntes e betões milenares
Deja e Malolepsy	1989	Resistência ao ataque de cloretos
Kaushal et al.	1989	Cura adiabática de ligantes alcalinos com resíduos nucleares
Roy e Langton	1989	Analogias dos betões milenares
Majundar et al.	1989	Activação de escórias – $C_{12}A_7$
Talling e Brandstetr	1989	Activação alcalina de escórias
Wu et al.	1990	Activação de cimentos de escórias
Roy et al.	1991	Presa rápida de cimentos activados alcalinamente
Roy e Silsbee	1992	Revisão sobre cimentos activados alcalinamente
Palomo e Glasser	1992	Metacaulino com CBC
Roy e Malek	1993	Cimento de escórias
Glukhovsky	1994	Betões milenares, modernos e futuros
Krivenko	1994	Cimentos alcalinos
Wang e Scrivener	1995	Microestrutura de escórias activadas alcalinamente

O interesse em volta dos geopolímeros tem por essa razão vindo a aumentar progressivamente. São muitas já as empresas, universidades e centros de investigação em vários países que têm vindo a dedicar grande atenção e a estudar estes materiais [6]. Poderá fazer-se um exercício muito simples: introduzindo a palavra "geopolymer" num

motor de busca da Internet, como o Google.com, por exemplo, aparecem actualmente cerca de 30.000 resultados.

Em Portugal, essa tendência também tem vindo a verificar-se. Já foram realizadas algumas dissertações de mestrado e teses de doutoramento e outras se encontram actualmente em curso. Paralelamente desenvolvem-se vários trabalhos de investigação que procuram potenciar as aplicações, alargando o leque dos materiais utilizados como matérias-primas a um grande número de resíduos inorgânicos, como as cinzas volantes, as escórias ou os resíduos de minas ou pedreira ([7], [8], [9], [10]). São conhecidas diversas intervenções e desenvolvimentos no domínio dos geopolímeros por investigadores nacionais ([5], [11]).

A razão do interesse crescente nos geopolímeros prende-se com as potencialidades em várias áreas de estudo que estes materiais apresentam, tal como a seu tempo se referirá (1.1.6.)

Apesar de tudo a aplicação dos geopolímeros na indústria da construção depara-se ainda com alguns obstáculos. Existem muitos aspectos ainda mal conhecidos e caracterizados quer no âmbito dos processos reactivos, como nas condições de cura ou do comportamento diferido no tempo. Por exemplo, certas questões ligadas com a composição, a trabalhabilidade e a cura ainda não se encontram totalmente dominadas e aspectos operacionais como a eliminação de bolhas de ar ocluído ou o eventual aparecimento de eflorescências cristalinas à superfície estão ainda por resolver de modo satisfatório e cabal.



O custo da fabricação destes materiais pode também ser considerado um entrave à generalização do seu emprego [5], embora esse factor possa vir a ser atenuado logo que a sua produção se processe em escala industrial, tal como aconteceu de resto com o Cimento Portland Normal (CPN). Dado que os produtos geopoliméricos aparentam melhor resistência aos ácidos e às altas temperaturas que os produtos fabricados com CPN, permitindo também a utilização de um leque muito mais variado de matérias-primas, incluindo resíduos de vários tipos, é possível que ao menos por estas razões os ligantes geopoliméricos possam rapidamente ser encarados como uma excelente alternativa aos cimentos convencionais.

### 1.1.2 A QUÍMICA DOS GEOPOLÍMEROS

Como foi referido anteriormente, o termo “geopolímero” foi criado por Davidovits e pretende traduzir a natureza destes materiais, ou seja, mostrar claramente que se trata de um polímero inorgânico.

Davidovits propõe, para a síntese destes materiais uma explicação baseada na obtenção de 3 tipos de monómeros, de acordo com as razões moleculares entre a sílica e a alumina:

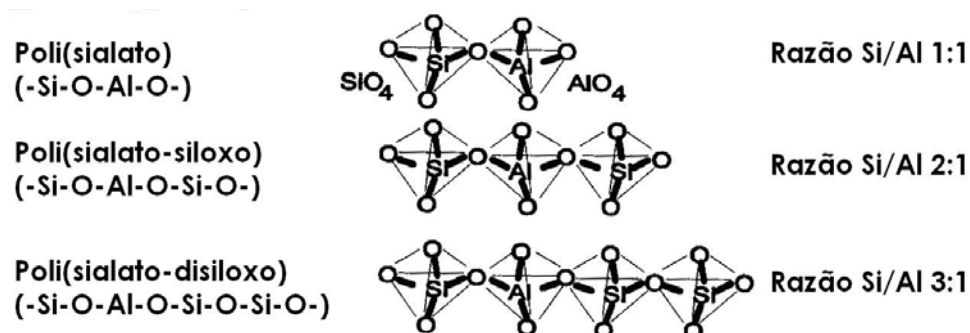


Figura 1.3 – Monómeros base de formação dos geopolímeros [11]

A geopolimerização é basicamente uma reacção de hidratação que se verifica entre alguns dos óxidos que constituem os alumino-silicatos em presença de um meio fortemente alcalino. A reacção processa-se segundo uma determinada cronologia que está mais ou menos bem identificada [12]:

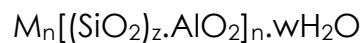
- a) **Fase de destruição** – no início do processo os iões hidroxilo  $\text{OH}^-$  provenientes do activador alcalino dão lugar à destruição das ligações covalentes das espécies em presença.
- b) **Fase de orientação e transporte** – destruída a estrutura química de partida, forma-se uma "sopa" de iões que são sujeitos, em face das suas cargas, a processos de orientação e transporte em que a fase líquida assume particular importância.
- c) **Fase de coagulação/precipitação** – começam a formar-se pequenos núcleos de coagulação que rapidamente evoluem para processos de precipitação massiva de gel, que rapidamente endurece ou rigidifica. É nesta última fase que se registam os fenómenos de policondensação, ainda que limitados em extensão e espacialmente desorganizados. Por este motivo, a estrutura final é essencialmente amorfa.

O processo desenvolve-se a baixas temperaturas (tal como acontece com os polímeros orgânicos) com formação de orto-sialatos, que evoluem depois para poli-sialatos. Sialato é a abreviatura de silico-oxo-aluminato. Esta rede inorgânica, desordenada face à velocidade a que o processo se verifica, é formada essencialmente por cadeias de tetraedros de  $\text{SiO}_4$  e  $\text{AlO}_4$ , ligados alternadamente entre si e compartilhando todos os oxigénios. Podem formar-se cadeias de

repetição mais ou menos longas constituídas pelos monómeros indicados na Figura 1.3.

Considerando a generalidade dos elementos alcalinos (grupo I da Tabela Periódica) e as razões Si/Al de composição, pode considerar-se um enorme campo de possibilidades de obtenção de produtos. Actualmente, apenas o sódio-polisialato (Na-PS), o potássio-polisialato (K-PS), o (sódio,potássio)-polisialato-siloxo [(Na-K)-PSS] e o potássio-polisialato-siloxo (K-PSS) são usados na fabricação dos materiais geopoliméricos [11].

A fórmula geral pode escrever-se assim: [11]



Onde:

M – é um catião (Na<sup>+</sup>, K<sup>+</sup>, ou Ca<sup>2+</sup>)

N – é o grau de polimerização

Z – é igual a 1, 2 ou 3

W – é o grau de hidratação

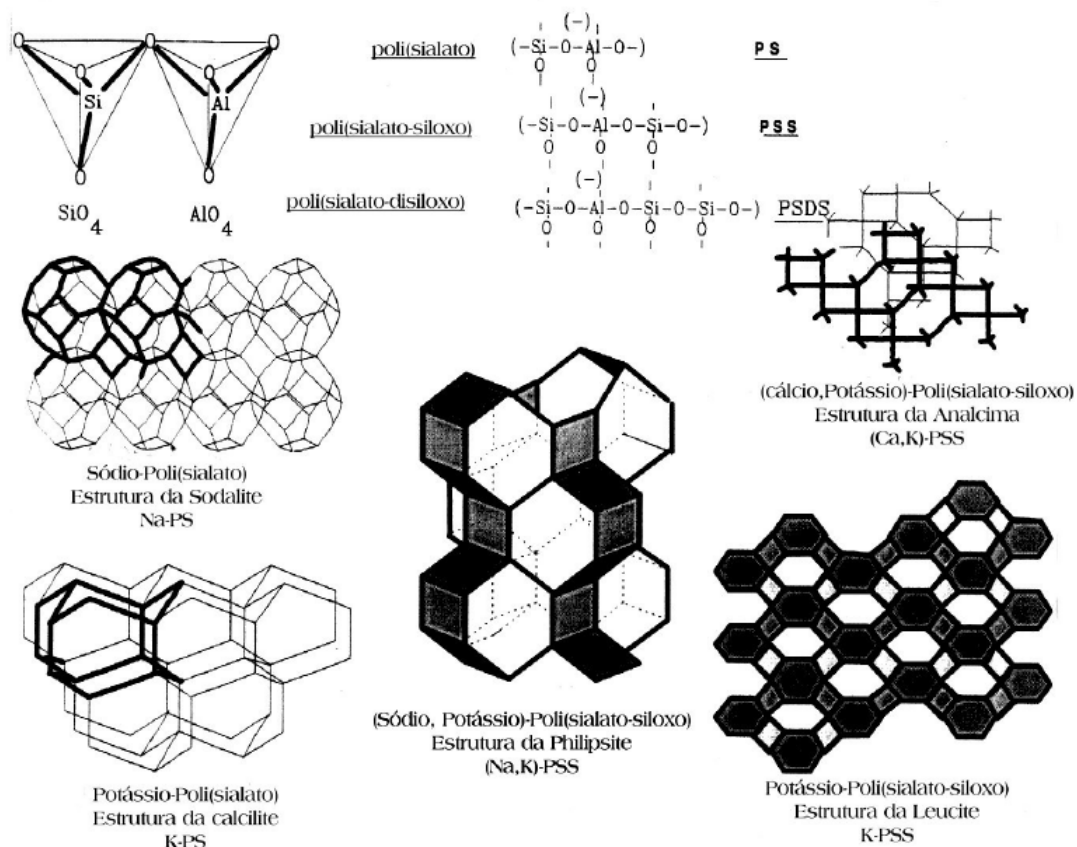


Figura 1.4 – Aspectos Estruturais e Nomenclatura [11]

O resultado da reacção descrita anteriormente é a formação de estruturas zeolíticas tal como se pode ver na Figura 1.4. Os zeólitos são extremamente estáveis do ponto de vista químico e é esse aspecto que torna os geopolímeros particularmente interessantes relativamente ao Cimento Portland.

No entanto, enquanto os zeólitos se formam na Natureza com fase líquida abundante e sem limitações de tempo (originando em consequência estruturas cristalinas de variadas formas), os geopolímeros são fabricados com a quantidade de activador mínima necessária para assegurar a trabalhabilidade e moldabilidade das pastas. Além disso o tempo em que o processo decorre é muito curto, o que conduz a

materiais de natureza essencialmente amorfa. Enquanto os primeiros apresentam uma estrutura aberta (Figura 1.5) e com elevado volume de vazios, os “zeólitos” geopoliméricos, devido à sua estrutura amorfa, possuem vazios de muito menor dimensão [11], o que é muito importante em termos da permeabilidade e do comportamento mecânico.

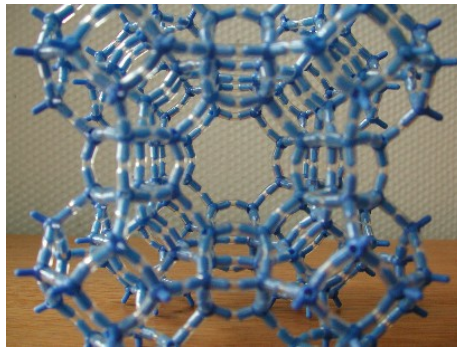


Figura 1.5 – Canais e estrutura aberta dos zeólitos (Zeólito A<sup>1</sup>) [13]

Teoricamente, todos os alumino-silicatos poderiam ser activados e formar um geopolímero, no entanto, existem estudos que indicam que nem sempre é assim na realidade [14]. De facto, a interacção entre os minerais e o meio alcalino é algo complexa, e sobretudo determinadas espécies são quimicamente muito estáveis não podendo facilmente destruir-se a sua estrutura. Até ao momento não é fácil prever à partida se um determinado alumino-silicato é ou não susceptível de formar uma matriz geopolimérica.

---

<sup>1</sup> Um zeólito A é o mais simples de todos, com uma razão de 1 sílica: 1 alumina: 1 catião de sódio [11].

Para que o processo de activação seja mais simples e directo e se obtenham os melhores resultados os alumino-silicatos devem ter uma história térmica adequada, que tenha propiciado a perda de água de constituição e a alteração da coordenação do alumínio com o oxigénio. Na Natureza o alumínio encontra-se normalmente hidratado, o que significa que a nível molecular ele se apresenta organizado com o oxigénio numa forma octaédrica (ligado directamente a iões  $O^{2-}$  e a iões  $OH^-$ ). O tratamento térmico, desde que efectuado a temperatura adequada, vai dar lugar à desidratação, ou seja à junção de dois hidroxilos  $OH^-$ , formando uma molécula de água, que sai deixando no seu lugar um átomo de oxigénio. O alumínio coordena-se então de forma tetraédrica com o oxigénio, condição que é muito instável e em que se propicia um elevado potencial de combinação [11].

Quando o material não possui uma história térmica natural ou provocada (caso das cinzas volantes ou da sílica de fumo), terá que ser submetido a um tratamento térmico de desidratação controlada<sup>2</sup> de modo a transformá-lo num produto amorfo capaz de facilmente se combinar quimicamente. O caulino, por exemplo, que é um alumino-silicato resultante da meteorização das rochas feldspáticas deve ser submetido a uma temperatura à volta de 750 °C, para que o alumínio passe de octaédrico a tetraédrico, formando assim o chamado metacaulino [11]. Exemplos de alumino-silicatos que se enquadram na primeira situação e que por isso podem ser usados directamente no

---

<sup>2</sup> - Se a temperatura for excessiva podem verificar-se processos secundários de recristalização.

fabrico de um geopolímero são as cinzas volantes, cinzas vulcânicas, escórias de alto forno, entre outros.

De um modo mais abrangente, a activação alcalina não se limita aos alumino-silicatos. Também é possível obter sistemas ligantes através deste processo com materiais com um significativo teor de cálcio, usando por exemplo cal, escórias de alto-forno, etc., tal como Glukhovsky concluiu (citado por Teixeira Pinto [11]). Como Davidovits dirigiu o seu estudo para a activação alcalina de alumino-silicatos (normalmente destituídos de cálcio, ou onde o cálcio tem expressão não significativa), a designação "geopolímero" é geralmente atribuída aos produtos em que se organizam estruturas baseadas nos tetraedros  $\text{SiO}_4$  e  $\text{AlO}_4$ . Os sistemas onde o cálcio está presente são susceptíveis também de activação alcalina, sendo porém distintas as estruturas que se formam nestes materiais. Dependendo da presença relativa de sílica, alumina e óxido de cálcio, assim se obterão silatos ou C-S-H (silicatos cálcicos hidratados) do mesmo tipo que se verifica no cimento Portland. A activação alcalina é portanto uma designação mais abrangente do que a geopolimerização, sendo esta portanto uma parte daquela.

O Cimento Portland é constituído maioritariamente (60 a 67%) por cal ( $\text{CaO}$ ) e até há pouco tempo pensava-se que a obtenção de sistemas ligantes exigia a presença do elemento cálcio [11]. Ora, os geopolímeros, sendo produtos obtidos a partir de alumino-silicatos, mostram que o cálcio não é indispensável nem exclusivo na formação de bases cimentíceas. Alarga-se assim de uma maneira considerável o espectro dos materiais que poderão ser usados como ligantes para fabricar betões ou argamassas. Neste trabalho vai empregar-se um betão geopolimérico fabricado a partir do caulino (um alumino-silicato).

As expressões “geopolimerização” e “activação alcalina” são usadas neste trabalho indistintamente sem que isso envolva restrição ou generalização dos conceitos.

### **1.1.3 PROPRIEDADES MECÂNICAS DE BETÕES GEOPOLIMÉRICOS**

#### **1.1.3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS**

De acordo com o tipo de aplicação e objectivos pretendidos é possível fabricar geopolímeros com diferentes comportamentos mecânicos ou resistindo de modo diverso a agentes agressivos externos (meios ácidos, sulfatos, fogo, etc.). Do mesmo modo que no Cimento Portland, a variação da quantidade do ligante tem uma influência decisiva nas propriedades do produto final. Mas além, disso, é muito importante a influência do tipo de agregados. Poderá dizer-se que os agregados condicionam o comportamento final dos geopolímeros. Portanto a escolha criteriosa dos agregados é condição essencial para a garantia de determinado tipo de propriedades. Dado o vasto campo de aplicações destes materiais geopoliméricos seria tarefa morosa enumerar as propriedades que se podem obter com os tipos diferentes de geopolímeros que é possível fabricar. Poderá dizer-se resumidamente que:

- Em termos de resistência à compressão se têm obtido produtos com valores até aos 150 MPa.
- em resistência à tracção há referências da obtenção de 16 MPa.
- Podem fabricar-se geopolímeros que resistem bem até aos 1000 °C.



- De um modo geral os geopolímeros resistem bem ao ataque dos ácidos, mesmo em elevadas concentrações
- Não reagem com os sulfatos.
- Não dão lugar a reacções do tipo álcalis-agregado.
- Permitem confinar metais pesados como o ferro, chumbo, níquel, cobre, tungsténio, cádmio e ainda rádio-nuclídeos.

Não tendo cálcio na sua constituição, os geopolímeros não dão lugar à formação de carbonato de cálcio (processo correntemente designado como carbonatação). Todavia, se o ião alcalino ( $\text{Na}^+$  ou  $\text{K}^+$ ) existir em excesso (utilização excessiva de activador) poderá ocorrer a formação profusa de eflorescências cristalinas de carbonato de sódio ou de potássio na superfície dos materiais, circunstância que poderá dar lugar uma desagregação progressiva dos geopolímeros. Este aspecto, talvez um dos mais delicados e menos bem estudados desta técnica, leva a que deva existir grande cuidado na utilização de activador (ou na sua concentração) para que o ratio  $\text{Al/Na}$  ou  $\text{Al/K}$  não seja superior a 1. É admitido que os catiões alcalinos vão ficar electricamente retidos na estrutura para compensar o déficite de cargas do anião tetraédrico  $\text{AlO}_4$ , pelo que todo o sódio (ou potássio) em excesso tende a migrar para a superfície, onde se combina com o  $\text{CO}_2$  atmosférico.



Figura 1.6 – Eflorescências de carbonato de sódio em ambiente de  $\text{CO}_2$

A Figura 1.6 mostra um provete completamente coberto por uma “nuvem” de eflorescências cristalinas de carbonato de sódio, provocadas durante um processo de cura em ambiente de  $\text{CO}_2$ . Como se referiu este processo pode implicar a desagregação dos provetes.

Dado que o objectivo deste trabalho é a utilização do material como sistema ligante no fabrico de betões, vai limitar-se a descrição de propriedades àquelas que são mais próprias deste tipo de materiais, ou seja, as que interessam à tecnologia de cimentos e betões. O estudo de GPC (Geopolymer Concrete) ainda está numa fase inicial e como tal ainda não existe muita informação sobre este assunto, principalmente em relação a certas propriedades como o Módulo de Elasticidade ou o Coeficiente de Poisson.

Por norma, os estudos sobre GPC têm como base de comparação os betões que são correntes actualmente, fabricados com Cimento Portland. Assim, por sistema a qualificação do comportamento dos GPC é feita com base no comportamento do CPN nas mesmas condições.

Como é sabido, as propriedades mecânicas de um material tal como a resistência mecânica, Módulo de Young ou Coeficiente de Poisson dependem da composição do material em estudo. Um betão geopolimérico pode apresentar-se sob as mais variadas formas: existem vários precursores geopoliméricos (cinzas, metacaulinos, escórias); activadores de variadas naturezas (à base de sódio ou de potássio) e em várias concentrações; envolvendo agregados ou fibras de variadas naturezas, enfim, obtém-se uma diversidade muito grande de betões geopoliméricos (GPC) que é possível fabricar. Assim, o leque de valores

possíveis em termos de propriedades mecânicas também é muito alargado. No que vai seguir-se apresenta-se uma pequena resenha da informação disponível até ao momento, procurando também encontrar um traço comum a todas as propriedades descritas.

#### 1.1.3.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E TRACÇÃO

A grande maioria dos estudos realizados sobre ligantes geopoliméricos revela que a resistência mecânica dos betões obtidos pode ser considerada como elevada, pelo menos quando comparada com betões fabricados com Cimento Portland (CPN).

Tal como referido, o número de estudos realizados sobre este tipo de betões é ainda limitado, mas os que existem ([11], [15], entre outros) apontam para que a resistência mecânica dos GPC varie da seguinte forma:

- Natureza dos constituintes utilizados:
  - Precursor(es);
  - Agregados;
  - Activador;
- Aumenta com o grau de finura ou superfície específica do precursor geopolimérico, ou seja, para o mesmo precursor, quanto maior for a superfície específica, maior será a resistência;
- Aumenta com a redução da quantidade de fase líquida usada na mistura;
- No caso de activadores compostos, a razão (silicato de sódio)/(hidróxido de sódio) também tem influência no resultado final: para uma maior razão, mais elevada a resistência.

- Varia com a temperatura de cura. Vários estudos apontam para que a temperatura de cura de 60-65 °C proporciona bons resultados;
- A variação da resistência mecânica com o tempo de cura, não segue o padrão habitual nos produtos de CPN. Trata-se de um processo de endurecimento mais rápido, ou mesmo muito rápido, que em regras estabiliza entre os 7 e os 10 dias (em condições de temperatura ambiente). No entanto, se a cura for feita a uma temperatura adequada, a reacção geopolimérica poderá ficar praticamente completa em poucas horas.

Como acontece nos produtos de CPN a dimensão e forma dos provetes tem também influência no valor da resistência, assim como a velocidade de aplicação de cargas.

Em termos de valores concretos, a resistência mecânica para betões geopoliméricos geralmente é superior a 50 MPa, podendo atingir valores acima dos 100 MPa no caso de composições cuidadas e bem curados.

A relação entre a resistência à tracção e resistência à compressão parece ser mais elevada nos GPC do que nos CPN. Dando como exemplo o trabalho de Teixeira Pinto [11], essa relação nos GPC é de cerca de 18%, enquanto que como se sabe, no CPN o valor ronda os 10%. Trabalhos de outros autores parecem ir na mesma direcção, e a explicação para esse facto poderá passar pela ligação do tipo químico que se regista na interface matriz-agregado no caso dos GPC, o que não se verifica do mesmo modo no CPN [11, 16].

### 1.1.3.3 MÓDULO DE ELASTICIDADE

Na Engenharia Estrutural o Módulo de Elasticidade é um parâmetro extremamente importante para avaliar o comportamento de um material estrutural. De facto, conhecer o modo como o material se deforma sob a aplicação de cargas é fundamental para a sua utilização em estruturas.

Tal como se referiu anteriormente, é possível fabricar um geobetão<sup>3</sup> com variadíssimas composições. Sabe-se da tecnologia dos CPN que a composição e o tipo de agregados usados num betão influencia o valor do Módulo de Elasticidade.

Com base nos escassos estudos realizados sobre esta matéria pode afirmar-se que o ainda não existe consenso sobre a rigidez deste tipo de betões entre os investigadores. Teixeira Pinto [11] conclui após o estudo de geobetões fabricados com metacaulino que o seu Módulo de Elasticidade é significativamente mais baixo do que no caso de betões fabricados com CPN com o mesmo nível de resistência mecânica. Hardjito *et al* [17] após um estudo semelhante mas em geobetões fabricados com cinzas volantes afirma que apesar de ter obtido valores de Módulo de Young inferiores àqueles que seria de esperar no caso de CPN, isso se deve apenas ao tipo de agregado usado. Assim, conclui

---

<sup>3</sup> - Designação proposta na UTAD para os betões com ligantes geopoliméricos.

que a rigidez dos geobetões (pelo menos de cinzas volantes) é semelhante à dos betões de CPN.

No sítio da Internet do *Geopolymer Institute*, é referido que cimento geopolimérico testado com prismas de argamassa com areia possui um Módulo de Elasticidade superior a 2 GPa [18]. Parecendo um valor demasiado baixo comparado com os estudos acima referidos, a palavra “superior” deixa no entanto campo para todas as hipóteses.

Porém, determinações do Módulo de Elasticidade em provetes fabricados apenas com metacaulino, ou seja, sem agregados, revelam valores baixos. Kirschner *et al* [19] apresentam o valor de 7 GPa ao fim de 28 dias. Kunhal Shrotri *et al* [20] apresentam o valor de 3 GPa para o Módulo de Elasticidade Dinâmico<sup>4</sup>.

Um facto importante é que a nível microestrutural, os GPC são diferentes dos CPN. Aqueles possuem uma estrutura zeolítica, cujos vazios e intervalos inter-moleculares poderão conferir uma certa ductilidade ao material [11]. Nos materiais CPN a micro-estrutura é caracterizada, *grosso modo*, por uma rede mais densa de múltiplas fases cristalinas que contendo embora vazios, se organizam no final de forma mais rígida. De

---

<sup>4</sup> - O Módulo de Elasticidade Dinâmico é determinado sob condições dinâmicas de aplicação de cargas ou sob vibração, sendo que os valores obtidos variam daqueles que se obteriam se a aplicação de cargas fosse do tipo estático e dependem da velocidade da aplicação de cargas ou da frequência de vibração utilizada. Assim, os valores do Módulo de Elasticidade Dinâmico e Estático não devem ser directamente comparados. No entanto, neste caso, serve para termos uma ideia da ordem de grandeza do valor do Módulo de Elasticidade.

---

todos os modos é necessário insistir num ponto: a natureza dos agregados condiciona a ductilidade do material, facto, que aliado à estrutura zeolítica dos GPC poderá servir para ampliar ou mitigar o efeito da ductilidade.

A possibilidade de se obter um maior nível de ductilidade nos GPC, fará com que se tenha um material mais adequado para usar em estruturas sujeitas a certas acções dinâmicas. Por outro lado, uma superior ductilidade significa maiores deformações dos elementos construtivos, o que fará com que por exemplo, vigas ou lajes fabricadas com GPC exibirão flechas superiores, quando comparadas com iguais elementos fabricados com CPN, o que poderá representar um inconveniente (caso os módulos elásticos sejam efectivamente muito baixos).

#### 1.1.3.4 COEFICIENTE DE POISSON

O conhecimento do Coeficiente de Poisson de um material tem alguma importância para a modelação numérica de estruturas construídas com esse material, especialmente na questão das deformações transversais, visto que o Módulo de Deformação Transversal pode ser calculado, como se sabe, com base no Módulo de Elasticidade e Coeficiente de Poisson:

$$G = \frac{E}{2.(1+\nu)} \quad [21]$$

Em que: E – Módulo de Elasticidade

$\nu$  - Coeficiente de Poisson

No entanto, se relativamente ao Módulo de Elasticidade de GPC os dados publicados são escassos, relativamente ao Coeficiente de Poisson a escassez é ainda mais acentuada.

A equipa australiana e malaia da Universidade de Curtin em Perth referida no ponto anterior, coordenada por B. V. Rangan, apresenta resultados do Coeficiente de Poisson para betão geopolimérico fabricado com cinzas volantes entre 0,12 e 0,16. Tendo em conta que o valor do Coeficiente de Poisson para o betão CPN de elevada resistência ronda os 0,15, pode considerar-se que os valores são semelhantes.

#### **1.1.4 DURABILIDADE DE BETÕES GEOPOLIMÉRICOS**

A durabilidade é um dos aspectos mais importantes de um material de construção, e os betões não fogem por isso à regra. Tal como as resistências mecânicas e a trabalhabilidade, a durabilidade é fundamental no que diz respeito à avaliação do desempenho de um betão. De facto, por mais qualidades que um betão possua, se este exibir um tempo de vida útil reduzido, então deixa de ser um material interessante já que o custo da sua reparação ou substituição pode eclipsar todas as outras vantagens.

Assim, a qualidade de um betão passa em grande parte pela durabilidade, ou como refere Aires Camões [22], com os aspectos relacionados com a necessidade de conservar durante a vida útil das estruturas os requisitos de segurança, de funcionalidade e de estética



previstos no projecto, sem ser necessário recorrer a intervenções de manutenção não programadas.

Como se sabe, o CPN, independentemente dos serviços que tem prestado ao Homem, apresenta algumas debilidades em termos de durabilidade. São vários os processos de degradação tal como indica a Tabela 1.2 (Ivan Almeida citado por Aires Camões [22]).

**Tabela 1.2 – Causas externas da deterioração do betão [22]**

<b>Causa</b>	<b>Acção</b>
Mecânica	Sobrecargas
	Movimentação de fundações
	Fadiga
	Impacto
	Abrasão
	Desgaste
Variação de temperatura	Fissuração
	Evaporação de água
	Ciclos alternados gelo-degelo
Variação de humidade	Perda de água
	Instabilidade volumétrica
	Cristalização de sais nos poros
Agentes químicos agressivos	Cloretos
	Sulfatos
	Ácidos em geral
	Dióxido de carbono
	Águas muito puras

A deterioração do betão pode manifestar-se sobre a forma de fissuração, expansão, alteração e degradação, o que pode abrir caminho à corrosão das armaduras.

Nas últimas décadas, tem vindo a ser dada maior atenção à questão da durabilidade e como tal importantes progressos foram alcançados. Tem vindo a ser possível fabricar betões de superior qualidade, os chamados BED (Betões de Elevado Desempenho), através de adições minerais (substituição parcial do Cimento Portland) e o uso de superplastificantes que permitem baixar a razão água/ligante [22].

Estes betões têm permitido prolongar a vida útil das estruturas. Um exemplo sem paralelo em Portugal é a Ponte Vasco da Gama, construída com um Betão de Elevado Desempenho e cuja vida útil se estima em 120 anos, sem intervenções ou reparações de monta [22].

A durabilidade dos betões geopoliméricos é um dos temas que mais interesse tem suscitado junto dos investigadores, pois essa é precisamente uma das áreas onde este tipo de material parece apresentar maiores vantagens quando comparado com o betão de Cimento Portland.

A grande maioria dos estudos sobre a durabilidade de betões geopoliméricos aponta no mesmo sentido:

- Elevada resistência ao ataque de ácidos;
- Elevada resistência ao ataque de sulfatos;
- Inexistência de reacção álcalis-agregado;
- Baixa retracção;

Relativamente à carbonatação (e com a ressalva do que atrás se disse a respeito das eflorescências), Davidovits afirma que esta reacção, formação de carbonato de sódio nos geopolímeros, não faz baixar

significativamente o pH, o que acontece com o CPN, não havendo portanto o risco de ocorrer despassivação das armaduras [23].

No entanto, Bakharev *et al* apontam para uma redução no pH e na resistência mecânica do ligante geopolimérico quando sujeito a um ambiente rico em dióxido de carbono [24]. Isto poderá estar relacionado com o facto de neste trabalho terem usado como precursor geopolimérico uma escória com uma significativa percentagem de CaO (39,43%). Daí a possibilidade de formação de hidróxido de cálcio, composto muito susceptível à carbonatação. De todos os modos, impõe-se um estudo mais aprofundado nesta matéria.

Tal como referido em 1.1.1, existe actualmente uma bem fundamentada teoria que defende que os betões empregados pelos Romanos e Egípcios seriam precisamente de natureza geopolimérica. Sendo assim, será difícil de apresentar melhor exemplo de durabilidade, pois são conhecidos betões, no caso de Roma, com perto de 2000 anos, e se se incluíssem os pretensamente utilizados na construção das pirâmides do Egito, alcançar-se-iam idades superiores a 4700 anos (Pirâmide de Djoser, da III Dinastia, 2700 AC).

A excelente durabilidade dos GPC deve-se à elevada inércia e estabilidade química destes materiais. A sua estrutura zeolítica, ainda que amorfa, confere-lhe a resistência a factores de degradação que o betão CPN não possui.

### 1.1.5 OS GEOPOLÍMEROS E O AMBIENTE

A utilização desenfreada dos recursos naturais por parte do Homem tem vindo a provocar danos no nosso Planeta. De facto, estima-se que neste momento a quantidade de produtos agrícolas, animais e outros tipos de biomatéria extraídos da Terra anualmente, exceda em cerca de 20 por cento a quantidade que o Planeta é capaz de repor, ou seja, leva cerca de 14,4 meses a repor os recursos que se consomem em 12 meses [25]. Há portanto aqui um défice que é necessário inverter, a bem das gerações vindouras.

O efeito de estufa é fundamental para a Vida na Terra, já que esses gases (GEE) têm a propriedade de absorver radiações infravermelhas emitidas pela Terra e assim aquecerem o ambiente. Porém, um dos efeitos negativos da acção do Homem sobre o meio ambiente tem sido o aumento da concentração desse tipo de gases na atmosfera (Figura 1.7), o que associado a outras actividades humanas tem afectado o clima no globo.

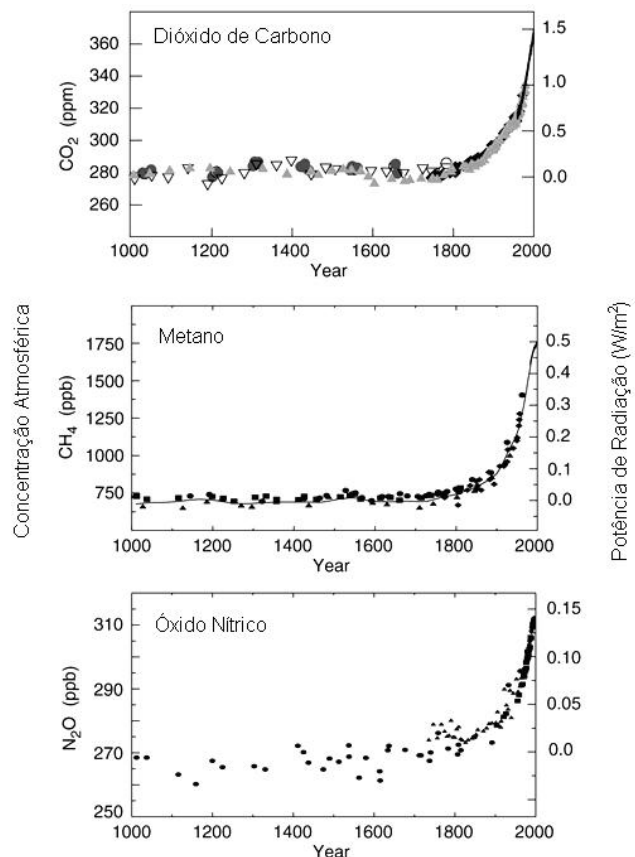
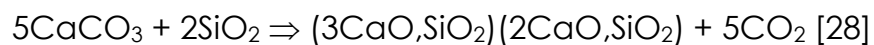


Figura 1.7 – Evolução da concentração na atmosfera de gases responsáveis pelo efeito de estufa nos últimos 1000 anos [26]

A temperatura média do globo está a aumentar, o nível médio do mar está a subir, têm-se verificado catástrofes naturais com maior frequência, enfim, os valores tendem a aumentar significativamente se as fontes emissoras de gases de efeito estufa não forem controladas.

O papel do CO<sub>2</sub> no ambiente é tão marcante que mesmo que a sua concentração atmosférica estabilizasse, o nível dos oceanos continuaria a subir durante mais um milénio [27].

O processo de fabricação do cimento passa pela sujeição das matérias-primas moídas à temperatura de 1450-1500 °C. Nesta fase dá-se a libertação do CO<sub>2</sub> de constituição do calcário, numa proporção de 55% em massa relativamente ao total de material introduzido no forno:



Ou seja, para a produção de 1 tonelada de cimento, são libertadas 0,55 toneladas de CO<sub>2</sub> para a atmosfera. Se a este valor, e para a produção da mesma quantidade de cimento, adicionarmos a quantidade de CO<sub>2</sub> libertada na combustão do carvão necessária para elevar a temperatura no forno, que é de aproximadamente 0,4 toneladas, então o resultado é a libertação de aproximadamente 1 tonelada de CO<sub>2</sub> para a produção de 1 tonelada de cimento [28].

De acordo com algumas estimativas [29], a emissão de CO<sub>2</sub> pela indústria cimenteira actualmente é de 7% do total das emissões a nível global, sendo superior às estimativas realizadas no passado.

Segundo a Associação Europeia do Cimento, o CEMBUREAU [30], a emissão de CO<sub>2</sub> na indústria do cimento na Europa tem sido reduzida devido à tomada de várias medidas, nomeadamente o melhoramento no processo de fabricação, com uma maior eficiência energética, a concentração de produção em fábricas mais eficientes, a utilização de resíduos (como as cinzas volantes ou as escórias) no processo de produção, a optimização da composição do cimento e um uso mais eficaz do cimento no produto final. Um exemplo do bom resultado destas medidas é o facto de na Europa a energia necessária para a produção de cimento ter sido reduzida em 30% nos últimos 30 anos. Estas medidas são louváveis, e seria extremamente benéfico para o meio ambiente se fossem “exportadas” para todo o mundo.

No entanto, apesar da evolução técnica na produção de cimento e consequente redução na emissão de CO<sub>2</sub> durante todo o processo, a verdade é que a nível mundial a produção de cimento está longe de diminuir (Figura 1.8).

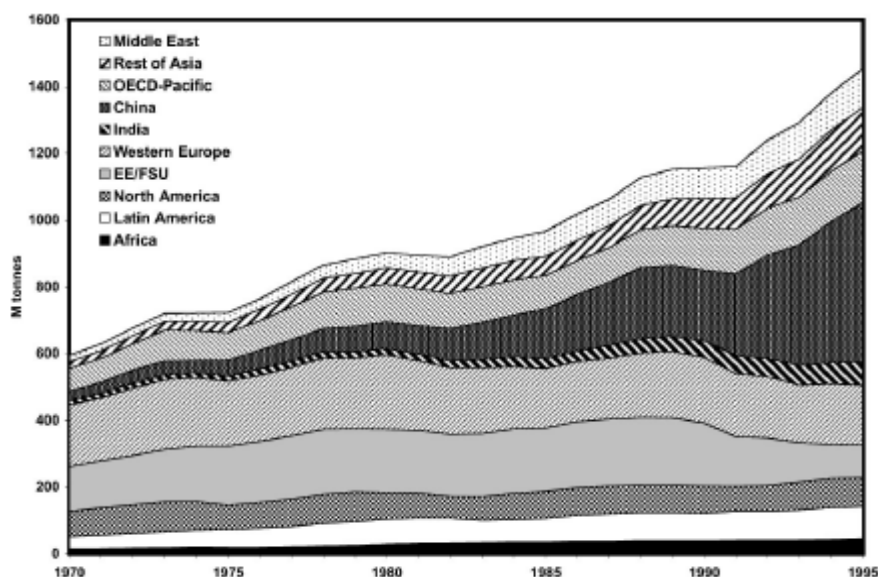


Figura 1.8 – Produção de cimento em 10 regiões do mundo [31]

Países como a China, Tailândia, Índia, Indonésia têm sofrido um desenvolvimento considerável e associado a isso está naturalmente o *boom* da construção e consumo de cimento.

O aumento da eficiência atrás descrito e a consequente redução de emissões de CO<sub>2</sub> durante o processo de fabrico de cimento tem um limite tecnicamente imposto, e não compensa totalmente o facto de a produção continuar a aumentar a nível global. Aliás, verifica-se que o crescimento do valor das emissões de CO<sub>2</sub> na indústria do cimento é superior ao de qualquer outra indústria [29]. Como se pode ver, a indústria do cimento tem neste momento e terá no futuro próximo um papel importante e negativo na emissão de CO<sub>2</sub> para a atmosfera.

Numa altura em que os vários países a nível mundial se empenham na defesa do ambiente e na redução da emissão de gases que contribuem para o efeito de estufa (GEE) através do Protocolo de Quioto, os cimentos geopoliméricos aparecem como uma opção interessante.

Em termos da emissão de dióxido de carbono para a atmosfera, Davidovits estima que para a produção de 1 tonelada de cimento geopolimérico o valor de CO<sub>2</sub> emitido para a atmosfera rondará as 0,182 toneladas [32]. Este valor inclui a calcinação de dois ingredientes: tufo vulcânico e o caulino. Naturalmente que a utilização de precursores geopoliméricos que não exijam tratamento térmico, como por exemplo escórias de alto forno ou cinzas volantes, ainda provocará um impacto menor no ambiente.

Aliás, outra vantagem da utilização destes subprodutos de outras indústrias é precisamente o reconhecer-lhes alguma utilidade. Hoje em dia, tem-se procedido à substituição parcial do Cimento Portland no fabrico de betões por materiais com características pozolânicas, e isso representa um passo importante para a poupança de consumo de CPN. No entanto, para a fabricação de geopolímeros a substituição é total, já que não há qualquer consumo de CPN.

Outro impacto positivo que os geopolímeros poderão ter no ambiente é a possibilidade de encapsular na sua matriz resíduos de metais pesados e mesmo rádio-nuclídeos. A matriz geopolimérica (zeolítica) possui adequadas características para esse fim ao contrário do que acontece com o CPN [32].

#### **1.1.6 APLICAÇÕES DOS BETÕES GEOPOLÍMEROS**

Como foi referido, os geopolímeros, ou de uma maneira geral, os produtos obtidos por activação alcalina, são materiais recentes, mas em franca expansão de utilização. As suas propriedades têm-se revelado em algumas situações vantajosas relativamente a outros materiais existentes no mercado. A sua aplicação abrange predominantemente a área da Engenharia Civil, mas encontra também utilização em áreas tão diversas como a Aeronáutica, o Automobilismo, a Indústria dos Plásticos, a Balística e mesmo a Arte.



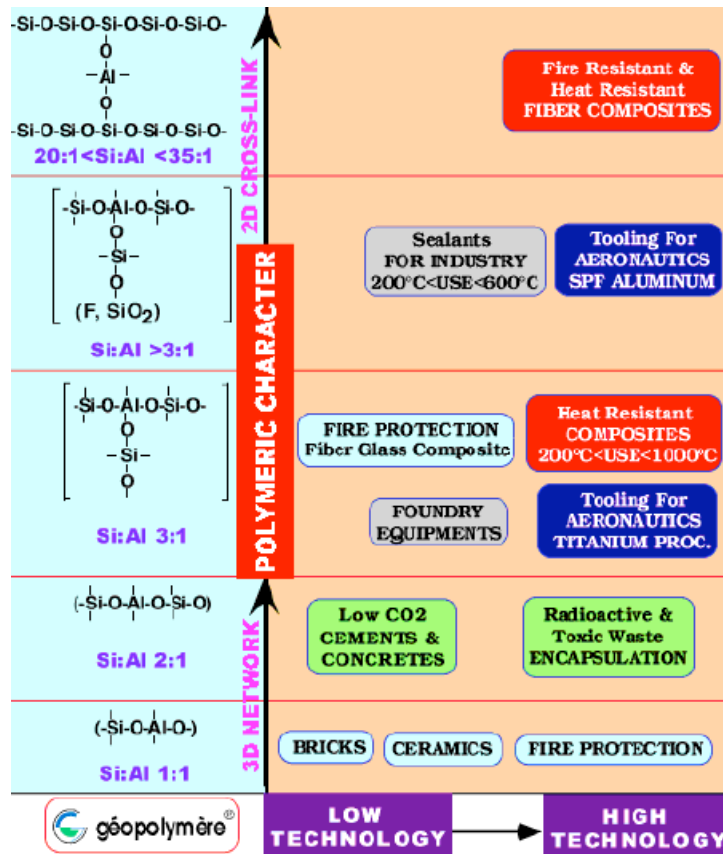


Figura 1.9 – Aplicações bem sucedidas de geopolímeros pelo Instituto Géopolymère [1]

Encurtando um pouco o leque aos betões geopoliméricos, as suas propriedades, que tal como já foi referido, incluem elevadas resistências mecânicas em poucas horas, elevada resistência ao fogo e elevada resistência a ataques químicos, deixam antever um vasto campo de aplicações. O quadro de aplicações apresentado na Figura 1.9 mostra uma variedade de aplicações em função da razão Si/Al, que variando desde 1 até 35 permite a obtenção de materiais com diferentes características, mas adaptadas ou conformes a determinadas utilizações.

Em Engenharia Civil, tem-se procurado testar este material em situações onde o betão de CPN encontra algumas limitações, mas não só. O

leque de aplicações é alargado e passa pela utilização dos betões geopoliméricos como material estrutural [33], material para fabricação de elementos pré-fabricados [34], protecção ao fogo de elementos metálicos [35], reabilitação de alvenaria de granito [36], melhoramento de solos brandos [37], imobilização de material tóxico ou radioactivo [38,39], etc.

A substituição total da utilização de Cimento Portland por um ligante geopolimérico parece, pelo menos, a curto e médio prazo, irrealista. No entanto, à medida que os estudos sobre este material vão avançando e progressos são feitos no que diz respeito à supressão das suas limitações, não parece haver dúvida que num futuro muito próximo existirá no mercado da construção um lugar de destaque para eles.

## 1.2 A SITUAÇÃO ACTUAL NOS EUA

### 1.2.1 TEMPESTADES VIOLENTAS

Não é objectivo deste trabalho aprofundar com exaustão as características de um tornado ou um furacão, até porque se tratam de fenómenos meteorológicos extremamente complexos e ainda mal conhecidos; mas outrossim enquadrar a situação actual nos EUA no contexto do presente trabalho, evidenciando a necessidade da criação de abrigos para protecção das pessoas.

Anualmente vários estados dos EUA, especialmente os do Sul e Centro, são atacados por furacões e tornados, causando enormes prejuízos materiais, e por vezes a perda de vidas humanas.

A passagem de um tornado, consoante a sua intensidade, pode provocar vários tipos de estragos. Se precauções não forem tomadas, a sua passagem pode provocar:

- Queda de cabos de alta tensão;
- Fugas de gás;
- Derramamento de líquidos combustíveis.

Estes danos facilmente poderão provocar um incêndio. Por isso mesmo, uma das regras básicas que é transmitida à população pelos organismos de protecção e segurança nos E.U.A. é que após a passagem de um tornado se verifique se as situações atrás indicadas ocorrem e se procure solucioná-las o mais brevemente possível de modo a não permitir o deflagrar de um sinistro.

### 1.2.1.1 TORNADOS

Um tornado é uma tempestade local violenta de curta duração e com ventos em remoinho de tremenda velocidade (Figura 1.10).



Figura 1.10 – Tornado nos E.U.A [40]

Em média, ocorrem anualmente cerca de 1000 tornados nos EUA, matando 80 pessoas e ferindo 1500 [41]. O número de registos de tornados tem vindo a aumentar ao longo dos anos (Figura 1.11) mas isso pode dever-se apenas à evolução na capacidade de detecção desses fenómenos através de um melhoramento das práticas de observação e de instrumentação (radares meteorológicos e satélites) [42].

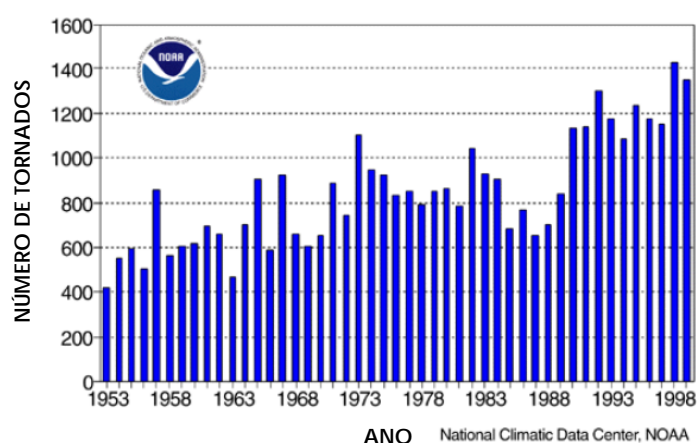


Figura 1.11 – Número de tornados registados nos EUA por ano [42]

No entanto, a probabilidade de um tornado atingir um determinado local é extremamente baixa, pois a área afectada pela sua passagem é relativamente estreita e o seu percurso curto, cerca de 400 m por 26 km de largura e comprimento, respectivamente [43]. Na Figura 1.12 vê-se um troço do trajecto que um tornado de grau F-4 percorreu em 2002 nos arredores de La Plata, Maryland, EUA. Como se pode ver, a área de destruição é relativamente estreita.



Figura 1.12 – Trajecto de um tornado F-4 nos arredores de La Plata, Maryland em 2002 [40]

No entanto há relatos de tornados extraordinários cuja destruição abarcou 1,6 km de largura por 480 km de comprimento [44].

Para a formação de um tornado é necessário que se reúnam umas certas condições específicas, nomeadamente o choque de grandes massas de ar com propriedades contrastantes, como ar frio e seco por um lado, e quente e húmido por outro. Se a estas condições adicionarmos ventos fortes na zona intermédia, dão-se complexas transformações energéticas culminando na formação de um vórtice [43]. Estas tempestades originam-se a várias centenas de metros da superfície da Terra e à medida que se deslocam, podem formar-se

tornados que atingem eventualmente a superfície, acabando por se dissipar após um percurso de vários quilómetros. O “funil”, ou o corpo do tornado, geralmente aparece como extensão das nuvens escuras da tempestade e desce em direcção à superfície terrestre. Muitos nem chegam a tocar no solo e voltam a subir. Outros atingem a superfície e à medida que a tempestade se desloca o funil flecte devido ao atrito na base [44].

Os tornados ocorrem tipicamente na Primavera e no Verão, mas na realidade podem ocorrer em qualquer altura do ano. Como já foi referido é nos estados do Sul e Centro, especialmente no Texas, que se verifica a maior incidência de tornados. A Figura 1.13 apresenta o número de tornados registados nos EUA por cada milha quadrada, em aproximadamente meio século, e dá a ideia das zonas de maior risco [45].

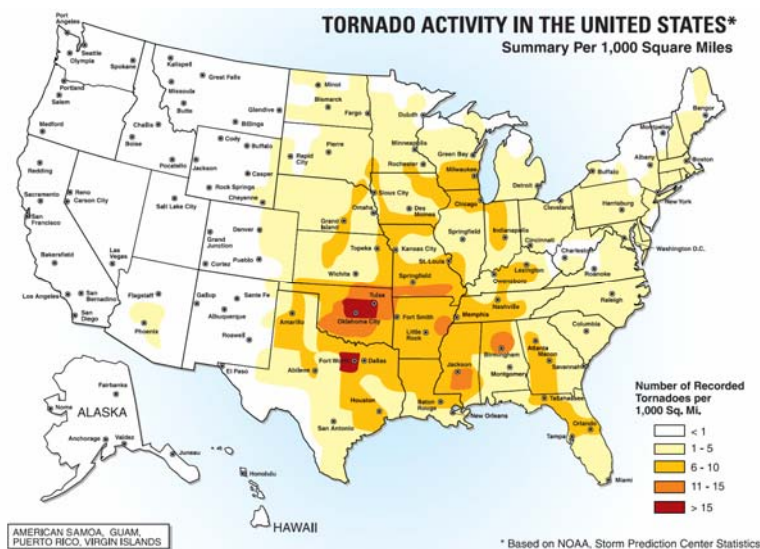


Figura 1.13 – Número de tornados registados nos EUA por cada 1000 milhas<sup>2</sup> [45]

#### 1.2.1.2 FURACÕES

Um ciclone tropical é um sistema de baixas pressões de núcleo quente, que se desenvolve sobre águas tropicais, e por vezes, subtropicais. Dependendo da velocidade do vento, assim se categoriza um ciclone:

- Até 62 km/h – Depressões tropicais;
- Entre 63 e 123 km/h – Tempestades tropicais;
- A partir de 124 km/h – Tempestades tropicais severas, particularmente:
  - Furacão, se ocorrer no Oceano Atlântico Norte, no Nordeste do Oceano Pacífico a leste da LMD<sup>5</sup>, ou no Oceano Pacífico Sul a leste do semi-meridiano 160E.
  - Tufão, se ocorrer no Noroeste do Oceano Pacífico Norte a oeste da LMD.
  - Ciclone Tropical Severo, se ocorrer no Sudoeste do Oceano Pacífico a oeste do semi-meridiano 160E ou no Sudeste do Oceano Índico a leste do semi-meridiano 90E.
  - Tempestade Ciclónica Severa, se ocorrer no Oceano Índico Norte.
  - Ciclone Tropical, se ocorrer no Sudoeste do Oceano Índico.

Os furacões são tempestades de grande envergadura, com vários quilómetros de diâmetro (podendo chegar mesmo a 1600 km), com

---

5 - Linha Internacional de Mudança de Data que coincide com o Semi-meridiano 180°.

durações de vários dias e percorrendo centenas de quilómetros. Desde 1900 até 1996 registaram-se 158 furacões a atingir solo americano [45].

Os furacões não geram ventos tão fortes como um tornado, mas podem causar grandes estragos (Ver Escala de Saffir-Simpson - Figura A.5.2 do Anexo retirada de [45]). No entanto, a principal causa de estragos e de perdas humanas são as inundações, especialmente nas zonas costeiras, pois à medida que os furacões avançam, levantam grandes ondas e para além disso, são acompanhados por chuvas intensas [43].

Os furacões podem tornar-se catástrofes de grandes dimensões com provocando um elevado número de mortos e feridos e representam por vezes biliões de dólares de prejuízos. O furacão que mais mortos provocou na história dos EUA foi o de Galveston em 1900. Estima-se que o número de vítimas poderá ter subido até aos 12000 [46]. Talvez o mais mediático dos últimos tempos tenha sido o furacão Katrina de 2005, com um impacto que toda a gente conhece, com cerca de mil mortos e 80 mil milhões de dólares de prejuízos.

### **1.2.2 O EFEITO DE TORNADOS E FURACÕES NAS CONSTRUÇÕES**

Para melhor se perceber o impacto que uma tempestade de vento tem nas habitações é necessário, antes de mais, perceber quais as características destas.



### 1.2.2.1 CARACTERÍSTICAS DAS HABITAÇÕES

Quem visita os EUA geralmente fica com a sensação que as cidades são todas iguais. Isto porque, salvo raras excepções, os centros das grandes cidades têm edifícios altos e os subúrbios estendem-se por áreas enormes de habitações unifamiliares com arquitectura semelhante e jardim envolvente. Nas zonas rurais, o cenário repete-se: edifícios unifamiliares com arquitectura do tipo colonial, mas agora com um maior afastamento entre si.

Relativamente aos edifícios, a construção nos EUA difere em muito da que é praticada em Portugal. Pode dizer-se que, *grosso modo*, a construção entre nós é mais “pesada”, onde o betão e a argamassa desempenham um papel fundamental. Nos EUA, a preponderância é dada a materiais mais leves, com destaque para a madeira e derivados, excepção feita, como é natural, para as fundações.

Não só em termos de materiais existem diferenças. O próprio sistema construtivo é diferente. Em Portugal opta-se geralmente pelo sistema reticulado viga-pilar, enquanto que nos EUA, para edifícios de pequena ou média dimensão, geralmente opta-se por paredes resistentes.

Em termos de métodos construtivos, basicamente existem três tipos diferentes:

- Edifícios construídos *in-situ*,
- Edifícios montados *in-situ* com elementos pré-fabricados;
- Edifícios manufacturados ou móveis;

Os edifícios manufacturados (*Manufactured Homes*) definem-se como habitações móveis com dimensões mínimas de 2,44 m de largura por 12,2 m de comprimento e com capacidade de serem rebocadas a partir da fábrica e não é obrigatório que sejam acopladas a fundações permanentes. Nos últimos anos tem havido muitos desenvolvimentos nesta área e hoje em dia há muitas pessoas que adquirem este tipo de casa já que é mais económico que os outros tipos e optam por fundá-las permanentemente. Não é necessário licença para adquirir e estabelecer uma habitação deste tipo e a sua construção não necessita de cumprir as normas e códigos locais, mas sim as normas do HUD (*Department of Housing and Urban Development*).

Os edifícios montados *in-situ* com elementos pré-fabricados podem dividir-se em três sub-métodos dependendo do grau de pré fabricação:

- Os modulares, em que secções tridimensionais completas (módulos) são trazidas de fábrica, montadas entre si e acopladas à fundação permanente.
- Os apainelados (*panelized*) são pacotes enviados de fábrica com painéis de parede, asnas de tecto e outros componentes para serem montados no local. Pode incluir todos os materiais para acabamento.
- Pré-cortados (*precuts*) são pacotes de tábuas ou barrotes de madeira pré-cortados na medida exacta, com o tamanho e quantidade necessários para serem montados no local. No pacote também podem vir as canalizações, os fios e os elementos do sistema de aquecimento.

Os edifícios construídos *in-situ* são aqueles que são integralmente construídos no local, com a excepção de alguns componentes que podem vir de fábrica como caixilharias e asnas de tecto.

Estes dois últimos métodos construtivos (construídos *in-situ* e montados a partir de elementos pré-fabricados) requerem cumprimento das normas e códigos de construção locais assim como autorização para serem construídos.

Na Tabela 1.3 pode ver-se o número de habitações construídas por cada um dos métodos. Os valores indicados para as habitações manufacturadas dizem respeito à venda, ou seja, à utilização e não à fabricação.

Tabela 1.3 – Número de habitações construídas nos EUA (em milhares)

Ano	Construídas <i>in-situ</i>	Manufacturadas	Modulares	Outras <sup>1</sup>
1992	903	212	33	28
1993	978	243	32	29
1994	1093	291	38	30
1995	1001	319	35	29
1996	1059	338	37	32
1997	1046	336	40	30
1998	1082	374	44	34
1999	1197	338	40	34
2000	1163	281	40	39
2001	1184	196	42	30
2002	1246	174	46	33
2003	1313	140	41	33
2004	1454	124	42	36
2005	1565	123	44	26

FONTE: U.S. Census Bureau

<sup>1</sup> Incluídas as pré-cortadas e apaineladas

É de realçar da tabela o papel significativo que as casas manufacturadas e pré-fabricadas têm no sector da construção dos EUA. O carácter móvel das casas manufacturadas exige a aplicação de materiais leves, assim como as casas pré-fabricadas. Mesmo no caso de habitações construídas *in-situ*, materiais leves e esteticamente agradáveis são geralmente os preferidos.

De acordo com a *American Forest & Paper Association* (AF&PA), a construção em madeira é o método predominante para construção de habitações nos EUA proporcionando aos habitantes desta nação as melhores condições de habitação do mundo [47]. O que os cidadãos americanos procuram com a construção em madeira é beleza, conforto e baixo custo.



Figura 1.14 – Moradia cujo principal material de construção estrutural é madeira. (Rochester, Nova Iorque)

Mesmo quando se usam outros materiais como revestimento de paredes, tais como placas de vinil ou de fibrocimento, a componente estrutural muitas vezes continua confiada à madeira. Outros materiais

frequentemente usados para construir paredes exteriores são os tijolos cerâmicos ou blocos de betão vazados.

Resumindo, a construção de habitações nos EUA é dominada pela indústria da madeira, especialmente no caso das habitações unifamiliares. O betão tem tido algum uso mas principalmente para as lajes térreas, fundações, pátios, ou seja, para não ficar à vista. O betão é considerado como material rude, pesado e a indústria do cimento tem tentado ser criativa no sentido de criar produtos mais interessantes para o mercado norte-americano, como é o caso da fabricação de placas compósitas com coloração, leveza e sentido estético.

Em relação a edifícios industriais, comerciais e públicos, a madeira já não ocupa um lugar tão importante, cabendo agora ao betão armado e ao aço o papel estrutural, e à alvenaria cerâmica ou de blocos de betão o papel de principais constituintes de paredes exteriores.

#### **1.2.2.2 DANOS MAIS FREQUENTES**

Nos E.U.A, sempre que ocorre um tornado ou furacão, procura-se fazer uma avaliação dos estragos sofridos, não só para a caracterização dos danos e classificação da tempestade (Escala de Fujita ou Saffir-Simpson), mas também para tentar perceber o que correu mal e procurar produzir recomendações para que de futuro os danos possam ser menores. Esta avaliação é feita por entidades diferentes tendo cada uma o seu propósito. Dando como exemplo dois dos principais organismos norte-americanos que intervêm nesta área, a NOAA (*National Oceanic and Atmospheric Administration*) realiza

regularmente avaliações pós tempestade de forma a poder melhorar o sistema de previsão e de alerta de fenómenos desta natureza, enquanto que a preocupação da FEMA (*Federal Emergency Management Agency*), é avaliar a capacidade de resposta dos edifícios e dos serviços de socorro.

Naturalmente que no âmbito deste trabalho foram consultados apenas os relatórios que dizem respeito à construção, ou seja, aqueles que visaram avaliar a resposta do edificado à tempestade. Nesta área é indispensável consultar relatórios FEMA e de especialistas tais como Timothy Marshall ([48], [49], [50],[51] entre outros).

Os danos provocados nas habitações por tempestades violentas como tornados ou furacões devem-se principalmente à elevada velocidade do vento, como se detalhará mais adiante. Relativamente ao efeito destruidor de cada um dos tipos de tempestades atrás referidos, pode dizer-se que geralmente o tornado é aquele, que por possuir velocidades de vento superiores, tem um maior poder de destruição. No entanto, devido às suas superiores dimensões, o furacão provoca danos numa extensão superior, afectando assim um maior número de pessoas.

Pode dizer-se de uma maneira simplista que se uma habitação conseguir suportar a passagem de um tornado sem perder a sua integridade estrutural e funcional, então muito melhor suportará um furacão. Por essa razão, irá ser analisado seguidamente com maior atenção o efeito dos tornados nas habitações e quais os danos mais frequentes.

O efeito destruidor de um tornado deve-se, como se disse, às elevadas velocidade do vento, que poderão chegar em caso extremos aos 480 km/h no vórtice, mas também às brutais variações de pressão atmosférica que se geram entre o centro e a periferia do funil [44].

O processo típico de danificação dos edifícios começa com os vidros a partirem e com as portas de garagem a encurvarem para o interior, o que permite a entrada do vento no edifício e a respectiva “pressurização” do interior (Figura 1.15).

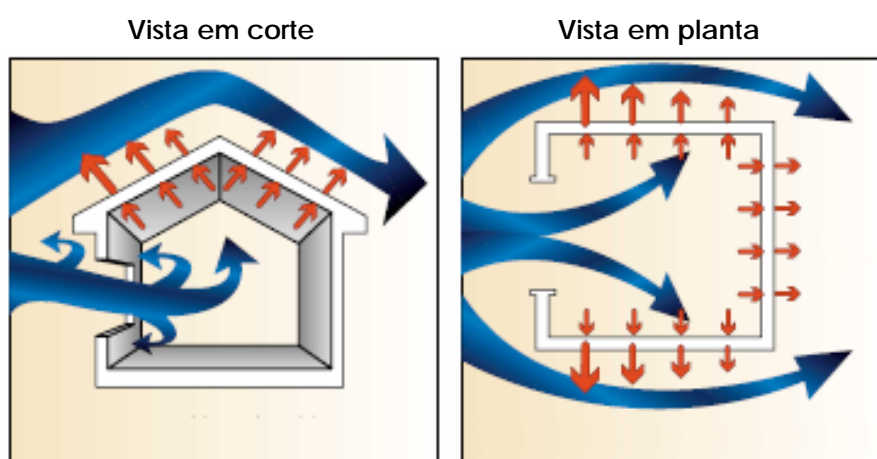


Figura 1.15 – Esquema da entrada de vento e pressurização do interior das habitações [45]

A partir daqui os telhados levantam, as paredes tombam ou destacam-se e o edifício pode mesmo ruir. Os objectos transportados pelo vento (os chamados “mísseis”) são agentes de danificação importantes, pois partem vidros, perfuram paredes, etc. (Figura 1.17).

Assim, os danos mais frequentes são:

- Vidros partidos;
- Telhados parcial ou totalmente destruídos;
- Paredes perfuradas, tombadas ou arrancadas;
- Edifícios parcial ou totalmente arrancados das fundações;

De facto, o nível de destruição das habitações observado após a passagem de um tornado, é muitas vezes de destruição completa. A Escala de Fujita (apresentada em anexo - Figura A.5.1 retirada de [45]), foi elaborada para classificar um tornado com base na destruição que este provoca nas habitações e vai desde F0 – Dano Ligeiro até F5 – Danos Incríveis.

O nível de destruição de um tornado não é constante à sua passagem. Por vezes não são só as características de um tornado que variam ao longo do tempo, como a velocidade do vento ou direcção, mas também a qualidade da construção das habitações. Por exemplo, olhando para a Figura 1.18, vê-se que a atribuição de classes de estragos no caso do Tornado de La Plata, Maryland que ocorreu em 2002, não é constante ao longo do centro do trajecto do tornado nem quando nos deslocamos para a periferia. O tornado ficará classificado de acordo com a classe máxima de estragos provocados, que neste caso foi de F4.



Figura 1.16 – Exemplo da classificação de estragos do tornado (La Plata, 2002 [48])

Críticas à eficácia da Escala de Fujita tem levado ao debate e pesquisa nos E.U.A. Investigadores da Universidade do Texas apresentaram

---



recentemente uma Escala de Fujita Melhorada (*Enhanced Fujita Scale*) que já obteve aprovação pelas entidades federais e será implementada a partir de Fevereiro de 2007. Baseia-se na Escala de Fujita actual mas tem em conta mais indicadores de estragos e permitirá uma melhor avaliação da real velocidade do vento.

Os detritos que o tornado “transporta” são maioritariamente aqueles que resultam da destruição das habitações. Apesar de ser possível o tornado movimentar automóveis, árvores ou postes de elasticidade, os detritos mais frequentes são as pranchas de madeira que faziam parte da constituição de edifícios afectados pelo tornado. Devido ao seu baixo peso, estas pranchas atingem velocidades consideráveis. Por exemplo, um vento de 400 km/h pode transportar uma prancha de 7 kg a uma velocidade de 160 km/h, o que é suficiente para perfurar a maior parte dos materiais com que as habitações são construídas actualmente [45]. A estes objectos com elevado potencial de destruição chamam-se “mísseis do vento”. Na Figura 1.17 vê-se o tipo de estrago que geralmente está associado a estes objectos: a perfuração.



Figura 1.17 – Efeito perfurador de “mísseis” de média dimensão.  
(Imagem esquerda - Wichita, Kansas. Imagem direita - Oklahoma City, Oklahoma) [50]

Praticamente todas as avaliações de estragos provocados por tornados atribuem a responsabilidade dos danos a falha nas ligações ou

conexões. Quer nas ligações entre telhado/parede, quer entre parede/fundação, quer entre paredes (Figura 1.18). No caso de edifícios de madeira, o tipo de ligação que mais vezes falha é a pregagem. De facto, nem sempre estas são executadas com o tipo e número de pregos recomendados. As ligações tipo abraçadeiras e por parafuso geralmente são as mais eficazes. Veja-se o exemplo da Figura 1.18 c) onde se vê que a ligação aparafusada da trave de madeira à fundação foi mais forte do que a pregagem daquela às traves verticais da parede.



Figura 1.18 – Exemplos de falhas frequentes

Mas nem só nas casas de madeira se verificam estragos. De facto, a problemática das ligações entre elementos construtivos estende-se a toda o tipo de materiais. Na Figura 1.19 vê-se o que resta de um edifício

de dois andares de tijolo onde a ligação da parede do primeiro e segundo andares era deficiente.



Figura 1.19 – Danos num edifício de tijolo (Tornado de Spencer, 1998 [52])

Naturalmente que os maiores estragos estão associados a habitações móveis ou manufacturadas e consequentemente o maior número de baixas também, tal como a Tabela 1.4 indica.

Tabela 1.4 – Número de mortes provocadas pelos tornados nos E.U.A desde 1985 até 1998 para várias circunstâncias [42]

	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	Total
Hab. Móveis	28	7	24	21	12	7	20	20	13	26	8	14	30	65	295
Hab. Permanentes	40	3	7	6	8	11	3	18	6	14	15	8	23	40	202
Veículos	4	3	3	3	16	14	4	0	7	3	4	2	3	15	81
Escritório e comércio	0	0	0	2	4	15	0	0	3	0	0	0	3	7	34
Ar livre	0	0	3	0	0	1	12	1	3	26	3	0	7	3	59
Outros	22	2	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	1	0	27
Escola	0	0	0	0	9	5	0	0	1	0	0	0	0	0	15
Coberturas de grande vão	0	0	22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	22
Total	94	15	59	32	50	53	39	39	33	69	30	25	67	130	735

FONTE: NCDC, NOAA

A data de construção das habitações é um factor importante na resistência destas à acção de um tornado. Os códigos e regulamentos de construção têm vindo a aumentar o nível de exigência, inclusivamente na questão das ligações. Assim, é natural que habitações mais recentes tenham um melhor comportamento quando atingidas por um tornado. De acordo com os vários relatórios de danos

consultados, nem sempre se verifica que as alterações aos códigos são respeitadas pelas novas construções.

De qualquer maneira, sempre que ocorre um tornado ou furacão, os técnicos responsáveis pela avaliação de danos geralmente emitem recomendações de modo a melhorar o futuro comportamento das habitações, quer recentes, quer mais antigas, e consequente minimização de danos. No entanto, a implementação das recomendações está longe de estar completa, pois muitos cidadãos norte-americanos pensam que proceder às correcções propostas sai muito caro. Várias análises económicas foram feitas a vários sistemas de melhoramento e todas chegam à conclusão que o pouco que se gasta a mais no reforço ultrapassa largamente as despesas que se têm no caso da ocorrência de um tornado ou furacão se esses sistemas não forem implementados, já para não falar na questão das vidas que se podem salvar [53]. Por vezes acontece, mesmo no caso de reconstrução após tempestade, e em relação às ligações, as pessoas optarem precisamente pelo mesmo tipo que tinham antes e que não tinham funcionado convenientemente [51].

### 1.2.3 ABRIGOS E *SAFEROOMS*

A probabilidade anual de ocorrência de um tornado num determinado local pode ser estimada através da seguinte expressão:

$$P = \frac{\bar{a} \times f}{A} \quad [44]$$

Em que  $\bar{a}$  é a área média do trilho do tornado,  $f$  é a frequência média anual de ocorrência de tornados na região em causa e  $A$  é a área total dessa região. A área média do trilho do tornado não pode ser calculada unicamente multiplicando o comprimento médio de todos os trilhos registados pela largura média. A correlação entre comprimento e largura é um factor a ter em conta. De acordo com estudos feitos pelo SPC (*Storm Prediction Centre*), o valor médio de comprimento é de 5,8 km e a largura média é de 77 m, sendo a área média de 1,19 km<sup>2</sup> [54]. A frequência média anual é referente sempre a uma determinada área de ocorrência de tornados.

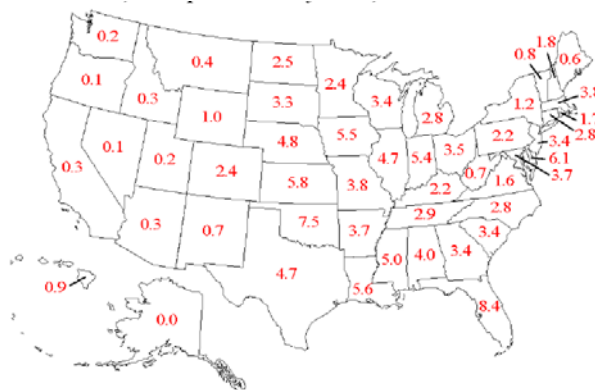


Figura 1.20 – Frequência média anual de tornados por 10.000 milhas<sup>2</sup> por estado entre 1950-1995 [42]

No caso da Figura 1.20, que apresenta a frequência média anual por estado, a área analisada é de 10.000 milhas<sup>2</sup>, o que corresponde a cerca de 25.900 km<sup>2</sup>. Este será o valor de  $A$  a introduzir para a determinação da probabilidade de ocorrência de um tornado num ano num determinado estado. Assim, se se pretender conhecer a probabilidade anual de ocorrência de um tornado num qualquer ponto dentro de uma área de 10.000 milhas<sup>2</sup> do estado de Flórida (que será o valor máximo, pois é o estado com uma frequência superior em 10.000

milhas quadradas)<sup>6</sup>, basta substituir na expressão acima indicada os respectivos valores:

$$P = \frac{1,19 \times 8,4}{25900} = 0,000386$$

O que corresponde a um tornado em cada 2591 anos.

Naturalmente que esta análise é susceptível de críticas, pois não tem em conta zonas de maior ocorrência de tornados dentro de cada estado e não tem em conta a altura do ano. A previsão de ocorrência de tornados é um assunto complexo e os mais recentes estudos de análise estatística baseados em métodos como o de Monte Carlo (ver Figura 1.21) estimam um tempo de retorno mínimo (intervalo de tempo médio entre ocorrências mínimo) para tornados F2 ou superiores de 4000 anos, sendo que grande parte do Centro dos EUA tem um tempo de retorno inferior a 10.000 anos e o máximo ocorre no Nevada central que é de 5.000.000 anos [55].

---

6 - Note-se que os valores indicados na Figura 1.20 são diferentes dos da Figura 1.11, pois a primeira é referente a uma área de 10.000 milhas<sup>2</sup>, enquanto que a última é referente a uma área de 1.000 milhas<sup>2</sup> e não indica um valor médio por estado. Naturalmente que a probabilidade de ocorrência de um tornado anualmente terá valores diferentes se usamos uma ou outra informação.

---

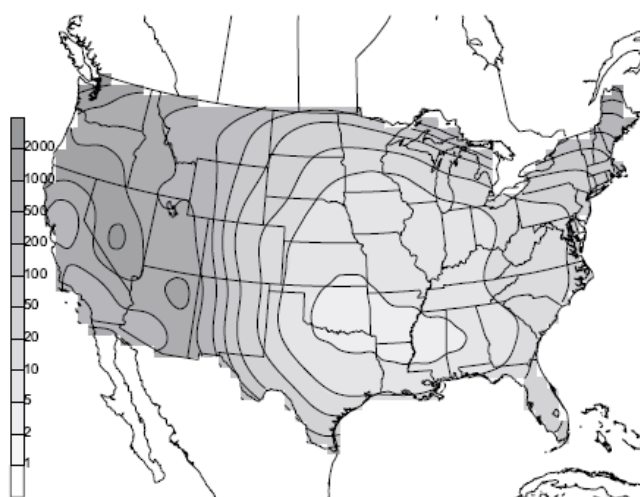


Figura 1.21 – Período de retorno de tornados F2 ou superiores nos EUA (em dezenas de milhares de anos) pelo Método de Monte Carlo [55]

Seja qual for a metodologia utilizada para a determinação da probabilidade de ocorrência de um tornado, o valor será sempre relativamente baixo. Se a isto adicionarmos o facto de que 80 a 95% dos tornados registados foram do tipo F1 e F2 [56], reduzimos em muito a probabilidade de ocorrência de um tornado severo.

Assim, compreende-se porque é que organismos como a FEMA refiram que construir habitações capazes de assegurar protecção absoluta contra a acção de tornados violentos (F4 e F5) seja economicamente inviável [50]. Assim, a única maneira de assegurar que os habitantes de uma região atacada por um tornado saiam ilesos ou quase ilesos é a existência de abrigos especialmente projectados para o efeito, quer sejam abrigos do tipo familiar quer sejam comunitários. Há que ter em conta também que a construção em madeira e materiais leves está tão enraizado no mercado da construção norte-americano que mudar radicalmente o tipo de construção a curto e médio prazo seria

impraticável. Existem no entanto opções no mercado para quem pretenda edificar autênticos “bunkers” anti-tornado e anti-furacão [57].

Para além da função protectora contra a acção do tornado propriamente dita, os abrigos contribuem para uma diminuição da ansiedade associada à possível chegada de um tornado [56]. Só o facto de as pessoas se sentirem seguras relativamente à possível passagem de um tornado, contribui em muito para a qualidade de vida dos moradores de regiões de risco.

Um abrigo anti-tornado ou anti-furacão não é mais do que um espaço que assegure protecção aos seus ocupantes durante o período de tempo necessário para o perigo passar ou que surja socorro. Note-se que por perigo entende-se não só os fenómenos meteorológicos em si, mas todos os fenómenos nocivos ao Homem que podem advir daqueles, tais como por exemplo o fogo (ver 1.2.1).

Os abrigos podem ser estruturas pré-fabricadas ou construídas no local, e existem várias soluções possíveis, não só em termos do tipo de abrigo, como também nos materiais a utilizar. Neste aspecto, o mais comum é os abrigos serem construídos em betão armado, mas existem outras opções frequentes como o metal ou a fibra de vidro.

Quanto à localização do abrigo, pode-se optar por um espaço no interior da habitação ou no exterior, sendo que neste caso o abrigo pode ficar acima da superfície, parcialmente enterrado ou totalmente enterrado (subterrâneo). A designação corrente para um abrigo que esteja separado da habitação, quer seja acima do solo ou subterrâneo é de “abrigo para tempestade” (*storm shelter*), enquanto que se o



abrigo estiver no interior da habitação ou anexada, constituindo assim mais uma divisão desta, designa-se de “divisão segura” (*saferoom*).

Os abrigos subterrâneos (Figura 1.22) geralmente encontram-se no exterior das habitações e é possível colocar a entrada para o abrigo a partir do interior da habitação ou a partir do exterior. Este tipo de abrigos tem a vantagem de conferir melhor protecção relativamente ao vento, não ocupar espaço no lote (excepto o necessário para a entrada) mas pode originar problemas no caso de o nível freático se elevar, na hipótese do solo congelar, é muito difícil de instalar se o *bed-rock* estiver próximo da superfície, pode ter a saída obstruída no caso de haver detritos sobre a porta, sofrer inundação no caso de haver chuva intensa a acompanhar o tornado ou no caso de um furacão. Note-se que a conjugação destas últimas duas situações pode ser extremamente perigosa para os ocupantes.



Figura 1.22 – Exemplos de abrigos subterrâneos pré-fabricados em vários materiais (Storm and Tornado Shelters of Texas, Inc) [58]

Os *saferooms* (Figura 1.23) são estruturas rígidas sem janelas, em geral com forma paralelepípedica. São construídos em materiais pesados tais como betão e aço, de forma a não serem arrastados pelo vento. Há ainda a hipótese de serem ancorados ao terreno ou à laje sobre a qual são colocados. Devem cumprir os critérios de *performance* definidos

pela FEMA [59], onde estão incluídos critérios de dimensionamento e de desempenho tais como obrigatoriedade de resistência à separação dos elementos durante pressões de serviço, à perfuração de “mísseis” padrão, ao derrube, ao escorregamento e à elevação.

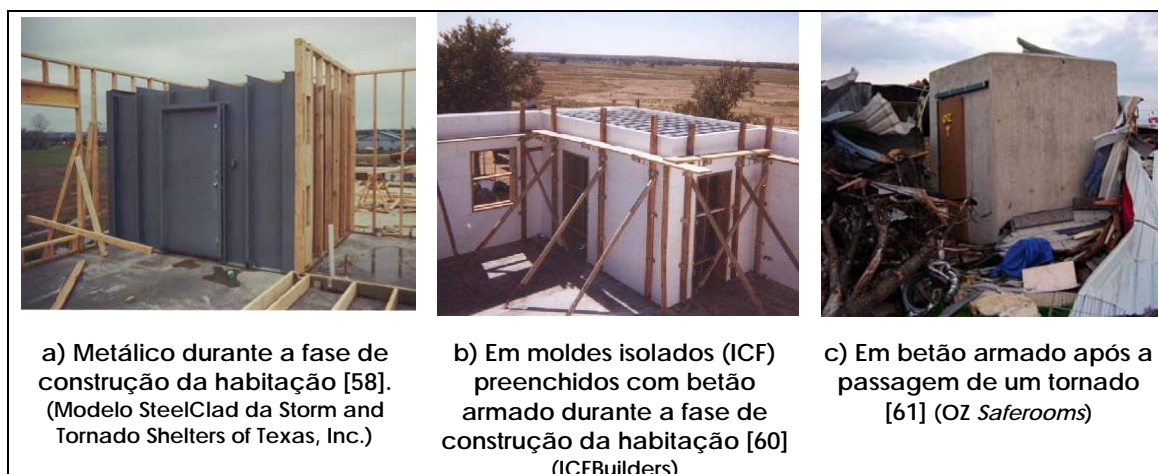


Figura 1.23 – Exemplos de *Saferooms* em várias fases e em vários materiais

Os *Saferooms* têm a vantagem de serem mais facilmente instalados sem haver movimentação de solo, permitem uma entrada mais fácil principalmente para pessoas idosas ou com deficiência, mas têm a desvantagem de ocuparem espaço no lote ou na habitação [62]. Para contornar esse problema, existem casos de utilização de *saferooms* não apenas para abrigo anti-tornado, mas também para uma utilização diária como casa-de-banho, etc. O facto de o *saferoom* poder ficar à superfície não é garante de não ser inundado, pois durante fortes tempestades e furacões, a água pode subir até vários metros de altura.

### 1.3 CONCEPÇÃO DE SAFEROOMS – ASPECTOS A CONSIDERAR

#### 1.3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Um *saferoom* deve ser concebido como espaço seguro, onde os ocupantes se sintam abrigados de manifestações violentas da Natureza sob a forma de tempestades de vento ou incêndios.

Estão disponíveis nos E.U.A, algumas publicações que pretendem auxiliar os intervenientes no processo de concepção de *saferooms*. Não se tratam de normas, mas sim de recomendações, tais como as publicações FEMA nº 320 – “*Taking Shelter From The Storm: Building a Safe Room Inside Your House*” [45] que é referente a *saferooms* familiares, e a nº 361 – “*Designing and Construction Guidance for Community Shelters*” [56] que diz respeito a abrigos comunitários. Para além disso, a NSSA (*National Storm Shelter Association*) elaborou um documento que pretende ser o esboço de uma futura norma nesta matéria [63].

A quantificação e combinação de acções (excepto para ventos de elevada velocidade) são feitas com base na ASCE-7 (*Minimum Design Loads For Buildings and Other Structures*) [64].

Na concepção de um *saferoom*, e tendo em conta a sua função, existem certos aspectos relativamente aos quais deve ser dada particular atenção, para além daqueles que são comuns às estruturas de betão armado de uma maneira geral, que são nomeadamente as acções dinâmicas específicas como ventos de elevada velocidade, o

impacto de “mísseis” transportados pelo vento e ondas de choque, e a resistência ao fogo.

### 1.3.2 ACÇÕES DINÂMICAS

#### 1.3.2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O estudo do comportamento do *saferoom* quando sujeito a acções dinâmicas é fundamental. Na realidade, durante o período de vida útil, o *saferoom* poderá estar sujeito às seguintes acções dinâmicas:

- Vento de elevada velocidade
- Impacto
- Ondas de choque

A análise do comportamento dos materiais e estruturas quando sujeitos a acções dinâmicas é muito complexa. De facto, as características dos materiais são dependentes do tempo, assim como as deformações das estruturas, e para além disso, por vezes não se conhece com exactidão a acção e a sua variação no tempo [65].

Com o aparecimento e desenvolvimento de ferramentas informáticas no último quartel do século passado, deu-se a tentativa de modelação numérica do comportamento dos materiais e estruturas quando sujeitas a acções dinâmicas. Naturalmente, procurou-se sempre corroborar os resultados do modelo recorrendo a ensaios experimentais. De facto, tem-se obtido resultados muito satisfatórios nessa área. Hoje em dia é possível simular com precisão satisfatória o comportamento do betão quando sujeito a acções do tipo vento, impacto, explosões ou sismos.

Existe uma larga vastidão de publicações relativas a esse assunto, podendo referir-se a título de exemplo as seguintes: Yong Lu et al. [66], Barpi [67], Jikai et al. [68] e Miller et al [69].

Apesar dos resultados satisfatórios, aperfeiçoamentos aos modelos numéricos são feitos constantemente. As vantagens da modelação numérica são imediatas: poupança em termos de tempo e custos em investigação.

A resistência mecânica, a capacidade de deformação e a energia de fractura são parâmetros importantes na caracterização e descrição da resposta de um material a acções dinâmicas [67]. No entanto, estes parâmetros diferem da situação de solicitação estática para dinâmica, ou seja, o betão é um material dependente da velocidade de aplicação das cargas.

#### **1.3.2.2 INFLUÊNCIA DA VELOCIDADE DE APLICAÇÃO DAS CARGAS NO BETÃO**

Tal como referido anteriormente, as propriedades do betão, como a resistência mecânica, o módulo de elasticidade, ou a energia de fractura dependem da velocidade à qual as cargas (ou extensões) são aplicadas. Na Figura 1.24 estão indicadas as taxas de deformação associadas a cada fenómeno, desde o mais lento que é a fluência até ao mais rápido que é a acção dos explosivos.

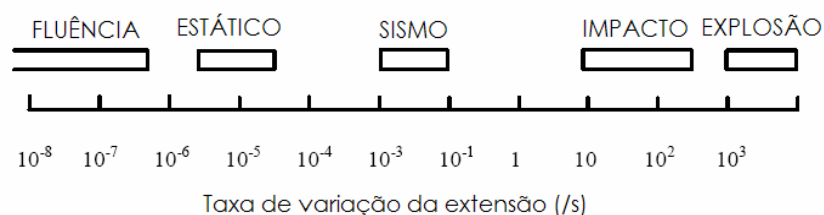


Figura 1.24 – Taxas de variação da extensão para várias situações de carregamento [70]

Variadíssimos estudos indicam que quanto mais lenta for a aplicação da carga, menor será a resistência aparente do betão. Neville [71], explica que provavelmente isso acontece devido ao efeito de fluência do betão. Isto é, surgem extensões ao longo do tempo devido a esse efeito e quando o conjunto das extensões atinge o valor limite de extensão do betão, dá-se a ruptura. Este autor apresenta um diagrama (Figura 1.25) que relaciona a velocidade de aplicação de cargas com a resistência à compressão obtida. Repare-se que a percentagem da resistência à compressão relativamente à obtida a 0,2 MPa/s aumenta linearmente com o logaritmo da velocidade de aplicação das cargas, excepto para valores mais elevados desta, em que a percentagem aumenta mais bruscamente.

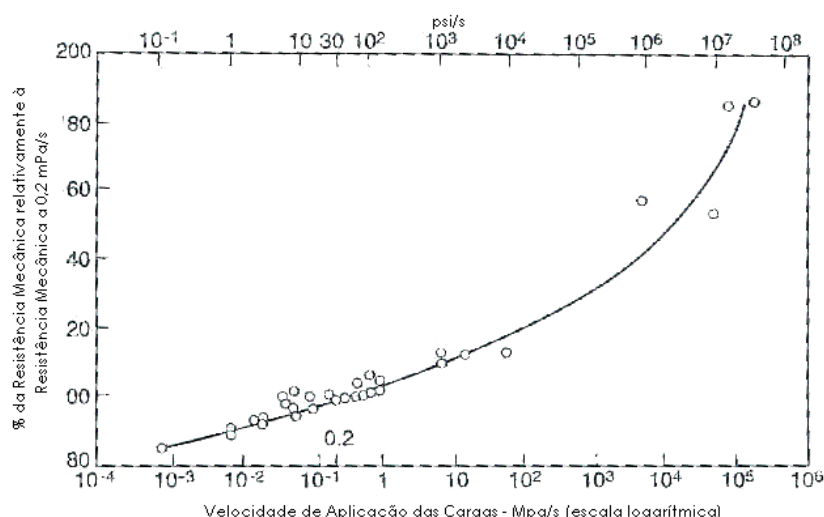


Figura 1.25 – Influência da velocidade de aplicação de cargas na resistência à compressão do betão [71]

Neville indica também que no que diz respeito à resistência à flexão, o betão exhibe aproximadamente o mesmo comportamento. O comportamento do betão à flexão é importante para a temática do controlo da fendilhação, pois é de tensões de tracção que se trata. Assim, interessa também conhecer a capacidade de deformação do betão quando sujeito a tensões de tracção. A capacidade de um betão resistir à fendilhação é tanto maior quanto maior for a sua capacidade limite de deformação. Assim, Neville, citando trabalhos de Liu e McDonald, afirma que para velocidades de deformação de 170 kPa por semana, a capacidade de deformação é de 1,1 a 2,1 vezes superior do que a velocidades de deformação de 5 kPa por segundo. Esse aumento será tanto maior quanto maior for resistência à flexão do betão, e menor o Módulo de Elasticidade [71].

Leppanen [70] cita trabalhos de Ross et al em que estes chegaram à conclusão de que a resistência à tracção no caso de taxa de deformações muito elevadas aumenta cerca de 5 a 7 vezes, ou seja, é um aumento de resistência superior do que no caso da compressão.

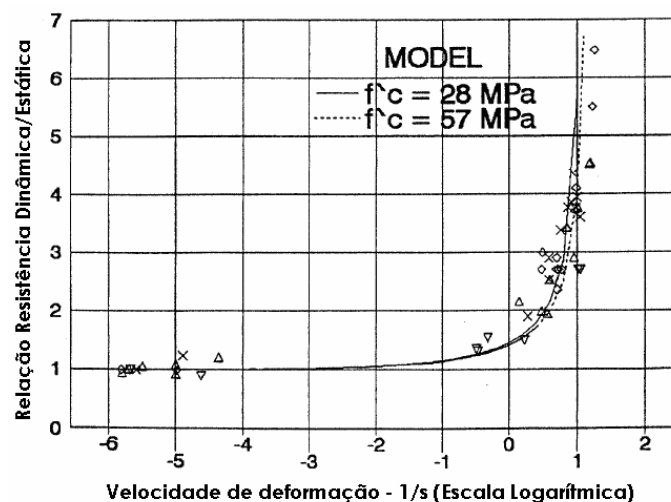


Figura 1.26 – Dependência da taxa de deformação do betão em tracção [70]

Barpi [67] faz um apanhado de vários estudos realizados sobre esta matéria (Figuras 1.27 e 1.28) e também indica que o aumento da resistência com a velocidade de carregamento é superior no caso de tracção do que no de compressão.

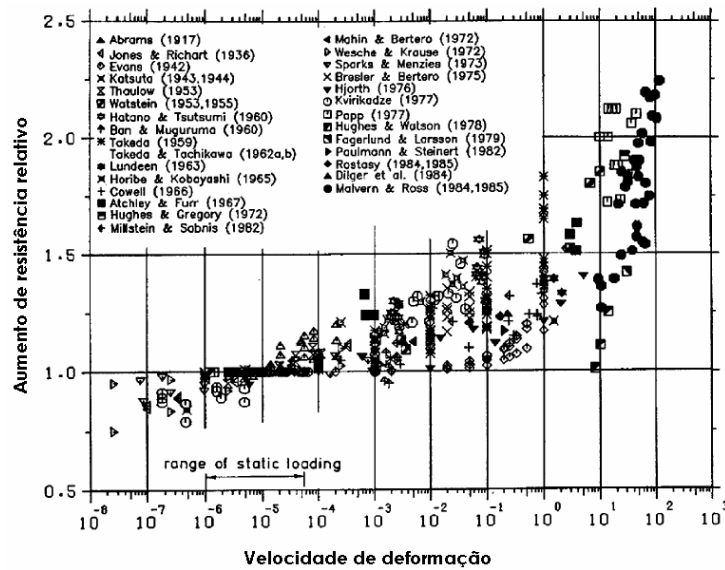


Figura 1.27 – Influência da velocidade de deformação na resistência à compressão [67]

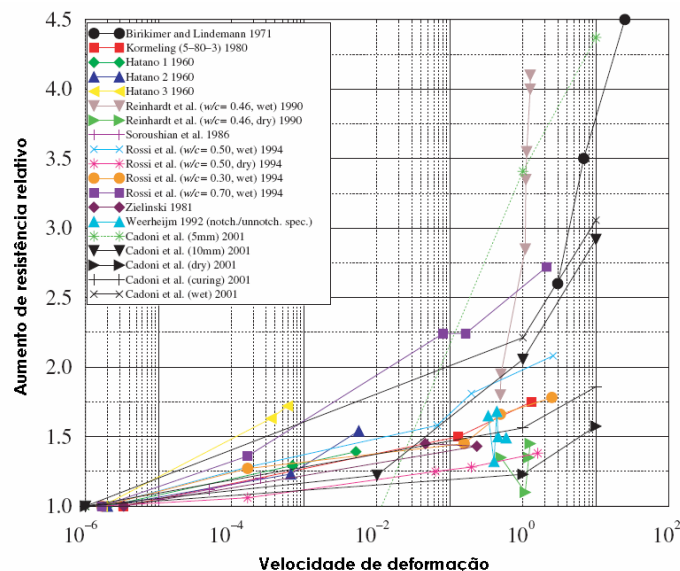


Figura 1.28 – Influência da velocidade de deformação na resistência à tracção [67]



Repare-se na dispersão dos valores apresentados nas Figuras 1.27 e 1.28. Isto deve-se às diferentes técnicas de ensaio utilizadas pelos diferentes autores, aos diferentes métodos de análise, e também aos diferentes tipos de betão analisados, pois sabe-se que a classe do betão, o tipo de agregados, as condições de cura, a idade do betão, o tamanho dos provetes, entre outros factores, influenciam os resultados finais. No entanto, a tendência é clara: a resistência à compressão e tracção aumentam com o aumento da velocidade de aplicação das cargas, sendo que para valores mais altos desta, o aumento é mais brusco.

O Módulo de Elasticidade Dinâmico (MED) (determinado dinamicamente) apresenta valores diferentes do Módulo de Elasticidade Estático (MEE), tal como já foi referido em 1.1.3.3. Neville [71] afirma que o MED reflecte o comportamento puramente elástico do betão e como tal aparenta-se com o Modulo de Elasticidade tangente inicial, sendo por isso superior ao MEE que equivale ao Módulo de Elasticidade secante (Figura 1.29). Para além disso, Neville refere que a o valor da relação entre eles não é único para todas as situações devido à heterogeneidade do material que é o betão.

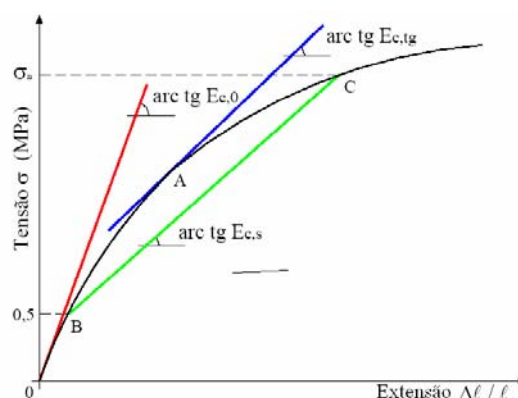


Figura 1.29 – Representação gráfica dos três tipos de Módulos de Elasticidade [72]:

$E_{c,0}$  – Módulo de Elasticidade tangencial inicial;

$E_{c,tg}$  – Módulo de Elasticidade tangencial;

$E_{c,s}$  – Módulo de Elasticidade secante

No caso dos betões geopoliméricos, não são conhecidos na bibliografia resultados de ensaios para aferir a influência que a taxa de carregamento tem no valor da sua resistência mecânica à flexão e compressão. Dada a semelhança em termos de comportamento mecânico entre o betão geopolimérico e o betão fabricado com CPN, assume-se que aquele exibirá comportamento semelhante a este, e como tal virá a sua resistência aumentar no caso de solicitação dinâmica relativamente ao carregamento estático.

### 1.3.2.3 VENTO DE ELEVADA VELOCIDADE

O vento, ou o movimento de ar relativamente à superfície da Terra, é governado pela segunda lei de movimento de Newton, que relaciona a aceleração, velocidade e direcção do vento com forças a actuar no ar (gravidade, força de gradiente de pressão e força de Coriolis) [73].

O estudo das forças que se geram a partir do movimento de um fluído relativamente a um corpo designa-se por Aerodinâmica. Geralmente, as forças aerodinâmicas que se geram num corpo sujeito à acção do vento variam no tempo, não só devido às variações inerentes ao próprio fenómeno meteorológico mas também às particularidades geométricas do corpo [74].

Devido à sua variação no tempo, as forças aerodinâmicas devem ser tidas em conta do ponto de vista da Dinâmica das Estruturas, especialmente nos casos em que a flutuação das forças contenha uma componente harmónica com uma frequência igual ou semelhante à frequência natural dos edifícios. Nestes casos, fenómenos de

ressonância devem ser tidos em conta no dimensionamento do edifício [74].

Os códigos ou normas de dimensionamento, geralmente especificam quais as estruturas que devem ser sujeitas a um estudo mais aprofundado sob o ponto de vista da Dinâmica das Estruturas, podendo mesmo ser necessário o uso de túneis de vento para esse efeito. No caso dos E.U.A., a norma ASCE 7-02 define esses casos como todos aquelas estruturas que não possuam forma regular, ou seja, as estruturas que em termos geométricos saiam fora do comum [64].

Um *saferoom*, sendo uma estrutura de pequena dimensão e de formas regulares (paralelipipédicas), não necessita de um estudo aprofundado ao nível da aerodinâmica. Assim, o método que organismos como a FEMA [45] e o NSSA [63] indicam para o dimensionamento de *saferooms* é o procedimento analítico indicado na Secção 6.5 da ASCE 7-02 [64], que será detalhado no Capítulo 4. A filosofia deste procedimento é semelhante à utilizada nos códigos europeus e passa pela determinação de pressões interiores e exteriores sobre a estrutura com base na velocidade do vento, condições do local, geometria da estrutura, etc., mas como se de pressões estáticas se tratassem.

Relativamente aos ventos originados pelos tornados, sabe-se que podem ser os mais velozes que se verificam em todos os tipos de tempestades. No entanto, falar da velocidade do vento durante um tornado é uma questão que deve ser abordada com reservas. Muitas vezes os valores de velocidade medidos durante um tornado são depois questionados ou postos em causa. Por exemplo, no caso da vaga de tornados de 3 de Maio de 1999, um radar Doppler móvel registou

valores de velocidade do vento de 512 km/h, mas com este tipo de equipamento não é possível especificar a que altura (entre 0 e 200 m) se registou aquela velocidade [56]. Para um projectista de abrigos (ou edifícios concebidos para suportar tornados) coloca-se sempre a questão de este valor ser ou não exagerado, pois o que interessa para o efeito de dimensionamento é a velocidade do vento junto ao solo (até à altura do edifício/abrigo).

No entanto, com base em registos históricos quer de tornados, quer de furacões, criou-se um mapa de velocidades de rajadas de vento de 3 segundos de duração para efeitos de dimensionamento (Figura 1.30). Separou-se assim o país em 4 zonas que revelam a localização e intensidade destes tipos de tempestades.

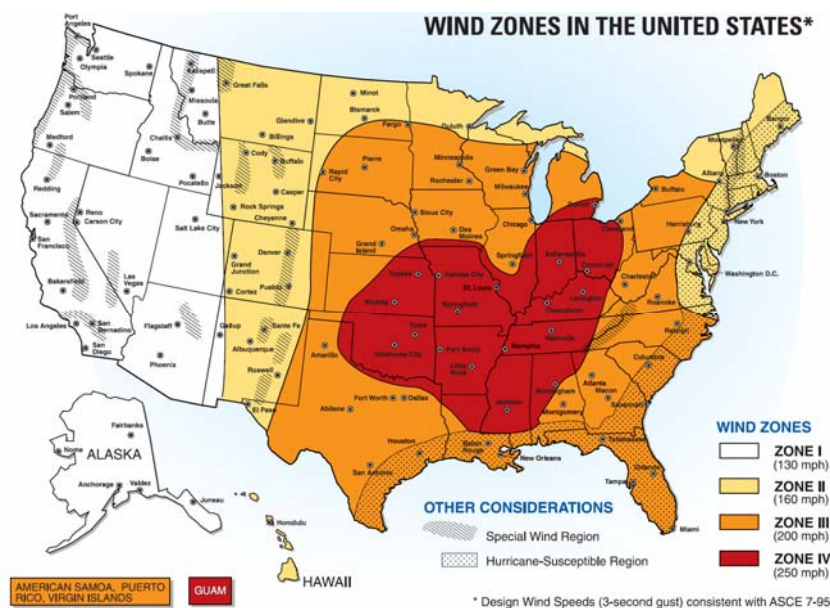


Figura 1.30 – Zonas de vento nos EUA para efeitos de dimensionamento [45]

O dimensionamento de estruturas em cada uma dessas zonas deve respeitar as respectivas velocidades do vento. Portanto, o valor mais elevado do vento para o dimensionamento, será o da zona IV, que

corresponde a uma velocidade de 250 mph, ou seja, cerca de 400 km/h. No caso do dimensionamento de estruturas em que o projectista decida não considerar velocidades do vento tão elevadas, ou seja, situações em que não dimensione para tempestades de vento (é o que acontece à grande maioria das habitações – ver 1.2.2.1), a ASCE 7-02 fornece um mapa de velocidades de vento consideravelmente inferiores às indicadas na Figura 1.30.

#### 1.3.2.4 IMPACTO E ONDAS DE CHOQUE

Comparativamente com outras acções familiares dos engenheiros civis, a acção impacto é diferente em alguns aspectos importantes [75]:

- O estado actual de conhecimentos é limitado, sendo necessária investigação intensiva neste campo.
- Cargas de impacto são geralmente de muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida útil de uma estrutura.
- O comportamento dos materiais é não linear, devendo ter-se em conta o efeito da taxa de deformação (ver 1.3.2.2), e até em muitos casos deve ter-se em conta as não linearidades geométricas. Isto leva a que seja indispensável o uso de computadores, e fórmulas simples para que um projectista possa aplicar na prática tornam-se difíceis de obter.

Em Engenharia Civil, o impacto ocorre geralmente apenas entre dois corpos, sendo que um se encontra em movimento (corpo que atinge) e outro está imóvel (corpo atingido). Este é geralmente uma estrutura que deve, por essa razão, estar dimensionada para o impacto [75]. No caso

deste trabalho, o impacto a ter em conta será entre detritos transportados pelo vento e o *saferoom*.

As estruturas de betão sujeitas ao impacto exibem respostas que diferem daquelas sujeitas a carregamento estático. O impacto de corpos rígidos de suficiente intensidade gera efeitos localizados caracterizados por penetração, perfuração, esboroamento, e fissuração mais generalizada [76]. Este processo inicia-se com uma resposta inicial elástica, seguido de fluência plástica, formação de micro e macro-fissuração, fragmentação, e fluxo de micro-grânulos (eventualmente violento) fragmentados [77].

As ondas de choque que se geram no interior do betão após o impacto de um corpo rígido propagam-se em todas as direcções. No instante em que as ondas atingem a superfície do betão oposta à do impacto, são reflectidas quase na totalidade gerando assim tensões de tracção no material. Se a resistência à tracção do material for inferior às tensões provocadas pela onda de choque, dá-se o destacamento violento, [78]. Este comportamento também é evidenciado quando o betão é sujeito a acções do tipo explosivo. O *saferoom* poderá estar sujeito a esse tipo de acção no caso de uma explosão provocada por uma fuga de gás ou de um recipiente de combustível.

A magnitude do dano depende duma variedade de factores, tais como a velocidade do impacto, a massa, geometria e propriedades dos materiais que embatem, mas também as propriedades do betão das estruturas alvo [76]. A resposta do betão ao impacto não depende só da resistência mecânica inicial, mas também do fluxo dos micro-

fragmentos. Essa resposta só se pode estudar sujeitando o material a esse tipo de solicitações [77].

No caso dos *saferooms*, a FEMA definiu com o apoio do Centro de Investigação de Engenharia de Vento da Universidade Tecnológica do Texas, como critérios mínimos em termos de resistência ao impacto, que [59]:

- Os elementos verticais (paredes do *saferoom* construídas com o material a ensaiar) suportem o impacto de uma prancha de madeira com secção transversal de aproximadamente  $5 \times 10 \text{ cm}^2$ , com um peso de cerca de 7kg a uma velocidade de 160 km/h e direcção horizontal (Figura 1.31).
- Os elementos horizontais (cobertura do *saferoom* construída com o material a ensaiar) suportem o impacto vertical do mesmo “míssil” referido no ponto anterior, mas com direcção vertical e a uma velocidade de 107 km/h.
- Só são permitidas aberturas no *saferoom* para acesso. Janelas e clarabóias não são permitidas a não ser que tenham sido testadas de acordo com os pontos anteriores.



Figura 1.31 – “Míssil” padrão projectado sobre uma parede de alvenaria [45]

Neste tipo de ensaios, considera-se que houve falha do material quando este exhibe um comportamento que possa colocar em perigo os ocupantes do *saferoom*. Assim, sempre que há perfuração (tal como na Figura 1.31), destacamento de material que cause formação e projecção de detritos, ou grandes deformações do elemento ensaiado, considera-se que houve falha [79]. Desde o início da década de 70 que o Centro de Investigação de Engenharia de Vento da Universidade Tecnológica do Texas tem vindo a testar vários materiais e soluções construtivas sujeitos a vários tipos de mísseis. Os testes não se destinam apenas aos elementos parede e cobertura, como também às portas, (assim como às janelas e clarabóias caso o projectista decida incluí-las no *saferoom*) [79].

Relativamente ao betão armado, e para cumprir os critérios acima mencionados, concluiu-se através de vários estudos que um elemento vertical deverá ter pelo menos uma espessura de 15,25 cm, uma armadura de 13 mm em malha quadrada de 30 cm de espaçamento entre varões colocados a meio da secção (Figura 1.32) e um elemento horizontal deverá ter a mesma armadura, mas 10,2 cm de espessura no mínimo [56]. Não existe referência à classe de resistência do betão ou das armaduras destes ensaios.

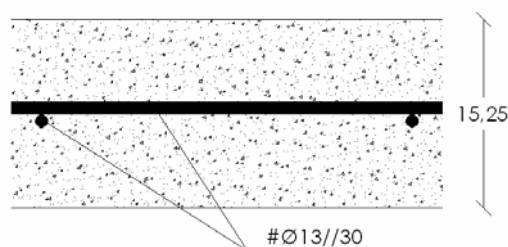


Figura 1.32 – Secção de betão aprovada pelos critérios de impacto FEMA para elementos verticais



Considera-se assim que toda a secção que seja mais reforçada que esta, seja em termos de maior espessura, seja em termos de armadura, também cumpra os critérios de resistência ao impacto [56].

Note-se que não é exigido que um *saferoom* fique absolutamente intacto com a passagem de um tornado. É permitido que haja penetração do “míssil” no elemento desde que não se dê a projecção de fragmentos na face oposta, devido ao efeito das ondas de choque [56]. Portanto, tal como referido anteriormente, considera-se que houve falha no caso de haver destacamento violento de fragmentos na face oposta ou quando houver perfuração total do elemento.

### **1.3.3 RESISTÊNCIA AO FOGO**

#### **1.3.3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS**

É sabido que a passagem de um tornado pode provocar danos que propiciem a ocorrência de um incêndio. As recomendações dirigidas ao cidadãos norte-americanos pelos organismos públicos competentes, alertam, para além de outros perigos, para que tomem precauções no sentido de evitar um incêndio, tais como: desligar o gás natural, retirar para o exterior da habitação materiais inflamáveis, não inspeccionar os estragos com uma vela, mas sim com uma lanterna (no caso de não haver luz), ter extintores sempre à mão, etc. [80, 81].

Há relatos de incêndios pós-tornado que provocaram ainda mais destruição ao local. Um dos casos mais marcantes da história dos tornados nos E.U.A é o Tornado Tri-Estadual de 1925, que é considerado

um dos mais devastadores de sempre. Este tornado matou 127 pessoas e na cidade de Murphysboro, Illinois, o tornado destruiu 100 quarteirões e o incêndio que se seguiu destruiu 70 [82].

O guia FEMA 361 [56] que tal como referido anteriormente, dá indicações quanto à concepção de *saferooms* comunitários, não tece grandes exigências relativamente ao comportamento do *saferoom* relativamente à resistência ao fogo, excepto que o *saferoom* deve cumprir as normas e códigos locais de segurança ao fogo, ou seja, não é exigido mais do que se exige a um edifício comum. No que diz respeito aos *saferooms* mais pequenos (familiares), o guia FEMA 320 [45] não faz qualquer referência à segurança contra o fogo.

Em termos regulamentares, a resistência ao fogo de uma estrutura ou dos seus elementos define-se como o intervalo de tempo durante o qual eles conseguem assegurar, face à combinação de acções em que figura a acção do fogo, suficiente capacidade resistente e, se for o caso, também de compartimentação [83].

A verificação da capacidade resistente e de compartimentação é definida pela adopção de estados limites últimos, que devem ser verificados dependendo da função do elemento em estudo, sendo expostos a uma curva de aquecimento - tempo padrão [84]. Assim, se o elemento tiver função de suporte, deve ser verificado o estado limite de resistência; se tiver função de compartimentação, então deve ser verificado o estado limite de estanquidade às chamas e o estado limite de isolamento térmico [83]. De acordo com o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), os critérios, em termos de valores, para

verificação dos estados limites últimos não são uniformes em todo o mundo [83].

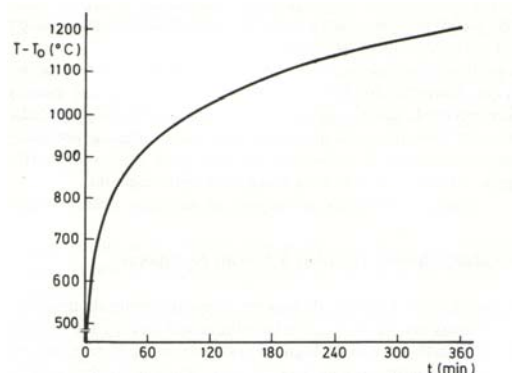


Figura 1.33 – Variação da temperatura,  $T - T_0$ , com o tempo  $t$ , no fogo normalizado ISO 834 [83]

A curva de aquecimento padrão é definida pela Norma Internacional ISO 834 pela expressão  $T - T_0 = 345 \cdot \log(8 \cdot t + 1)$  [83], cuja representação gráfica se apresenta na Figura 1.33.

### 1.3.3.2 COMPORTAMENTO MECÂNICO DO BETÃO A ALTAS TEMPERATURAS. BETÃO NORMAL E BETÃO DE ELEVADO DESEMPENHO

Quando se fala das características de um material sob a influência de altas temperaturas, há que distinguir entre duas condições de ensaio diferentes, que se prendem com o momento em que as características são avaliadas relativamente à elevação da temperatura. Sendo assim, pode estudar-se as propriedades do material enquanto este está a ser sujeito ao aquecimento, ou por outro lado, as que apresenta após o aquecimento.

A primeira condição de ensaio permite estudar o comportamento de um determinado material ou elemento numa situação semelhante à de serviço numa situação de aquecimento, como por exemplo, a resistência mecânica de um material aplicado num elemento estrutural. Este tipo de ensaio geralmente envolve equipamento dispendioso, já que naturalmente se adiciona à complexidade do teste propriamente dito, a necessidade de aquecer o ambiente onde o elemento se encontra. O estudo da resistência ao fogo encaixa-se neste tipo de ensaio, pois tal como referido anteriormente, o carregamento é efectuado enquanto o elemento está a ser aquecido de acordo com a curva de aquecimento padrão.

A segunda condição de ensaio é mais simples, já que os testes são realizados à temperatura ambiente num estado de pós-aquecimento. Neste tipo de ensaio é avaliada a degradação que o aquecimento infligiu ao material, sendo este ensaiado ainda quente, ou já arrefecido.

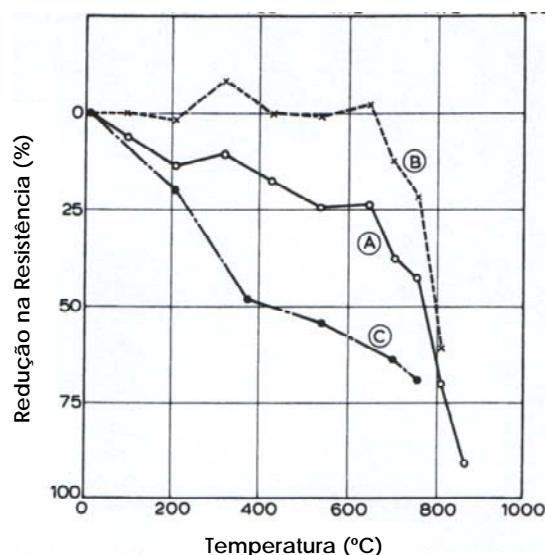


Figura 1.34 – Redução da resistência à compressão de betão com agregados calcários [71]:  
 (A) Aquecido sem aplicação de carga e depois testado quente  
 (B) Aquecido com aplicação de carga e depois testado quente  
 (C) Aquecido sem aplicação de carga e testado após 7 dias à temperatura ambiente (21 °C)

O estudo do comportamento de um betão quando sujeito a altas temperaturas através das duas condições de ensaio acima referidos geralmente conduz a resultados diferentes. No caso da resistência à compressão de betões CPN, e como se pode ver na Figura 1.34, a situação na qual o betão consegue manter valores mais elevados de resistência é a de aquecimento durante a aplicação da carga, enquanto que a menor resistência é obtida no caso de aquecimento sem aplicação de carga sendo depois ensaiado à compressão com o provete à temperatura ambiente. Entre um extremo e outro, encontra-se a situação de aquecimento sem aplicação de carga e ensaio à compressão com o provete ainda quente. A Figura 1.34 apresenta resultados de betão com agregados calcários, mas de acordo com Neville, o mesmo comportamento é evidenciado com qualquer tipo de agregado [71].

O comportamento do Cimento Portland endurecido e consequentemente dos betões CPN devido ao aumento da temperatura caracteriza-se, em temperaturas baixas (até aos 180 °C), pela saída da água livre e parte da água de ligação, resultante da decomposição do gesso e da etringite, e partir dos 400 - 450 °C verifica-se a desidroxilação da portlandite (hidróxido de cálcio), que é a segunda fase mais importante do CPN hidratado [85, 86 e 71].

Devido a estas reacções, a integridade do betão CPN fica seriamente comprometida quando sujeito a elevadas temperaturas: A Tabela 1.5 apresenta valores de resistência residual, ou seja, a percentagem de resistência à compressão do betão CPN relativamente à resistência inicial, para várias temperaturas.

Tabela 1.5 – Percentagem de resistência à compressão de betão CPN relativamente à resistência aos 28 dias quando sujeito a várias temperaturas [71]

Temp. Max °C	20	200	400	600	800
Gama de resistência residual %	100	50-92	45-83	38-69	20-36

A dispersão de valores indicada na Tabela 1.5 sob a forma de intervalo de resultados, deve-se à falta de uniformização no que diz respeito ao ensaio de betões CPN sujeitos a elevadas temperaturas. Sabe-se que o tipo de agregados (Figura 1.35), a composição da mistura, o teor de humidade, as condições de ensaio, e até o facto de a temperatura indicada nos resultados de alguns ensaios dizer respeito à temperatura do material e de outros dizer respeito à temperatura do ar envolvente, têm influência nos resultados finais [71].

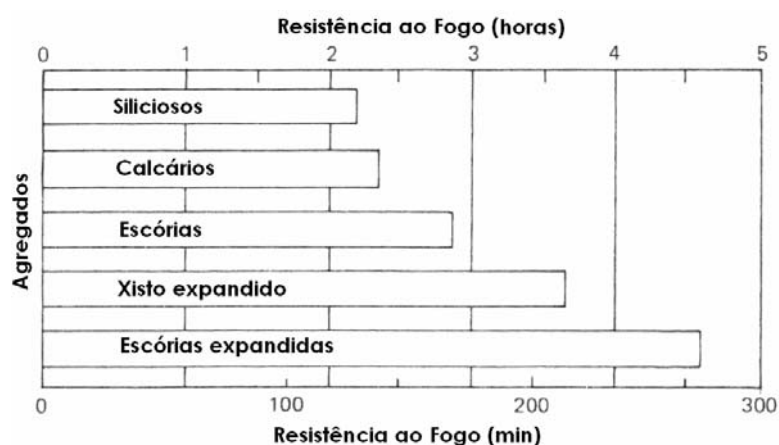


Figura 1.35 – Efeito de vários tipos de agregados na resistência ao fogo de uma placa de 12,1 cm de betão CPN [87]

A Figura 1.36 representa de forma esquemática a variação das propriedades mecânicas do betão CPN quando sujeito a elevadas temperaturas [83]. Resultam de uma aproximação das curvas obtidas por vários investigadores [84].

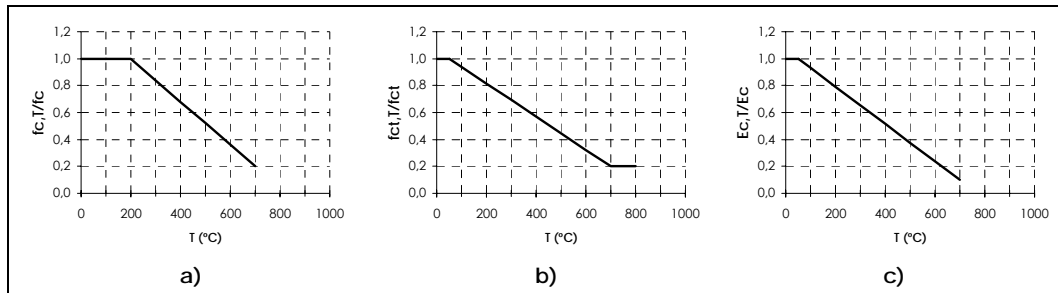


Figura 1.36 – Variação das propriedades mecânicas do betão com a temperatura [83]

- a) Resistência à compressão
- b) Resistência à tracção
- c) Módulo de Elasticidade

Ensaio em Betões de Elevado Desempenho (BED) indicam uma maior perda relativa de resistência do que no caso de betão normal. Um dos efeitos mais importantes das elevadas temperaturas nos BED é a ocorrência de destacamento (*spalling*) explosivo [71].

O destacamento explosivo pode danificar a capacidade de carga dos elementos resistentes, reduzindo a sua secção, e colocando as armaduras à mostra, e como tal desprotegidas da temperatura elevada. Em casos mais graves pode mesmo levar à ruína do elemento [88].

Existem diversos factores que contribuem para a ocorrência de destacamento num betão, como por exemplo as tensões térmicas originadas por um aquecimento diferencial de um elemento, por variações nas dimensões dos elementos e por deformações impedidas, no caso de elementos bi-encastados. Outro factor contributivo é o carregamento exterior do elemento de betão, e outros existem, mas aquele que despoleta todo o processo de destacamento e o mais importante, é a presença de humidade [92].

De facto, a presença de humidade no betão origina o aumento da pressão nos poros com o aumento da temperatura, e se a resistência à tracção do betão for inferior à pressão do vapor de água, dá-se a explosão. Vários investigadores chegaram a esta conclusão, como por exemplo Harmathy [89] na década de 60 e Zhukov [90] na década de 70, tal como Hertz [92] indica.

O fenómeno pode ocorrer em betão normal, mas o problema agrava-se para o caso de betões de elevado desempenho, nomeadamente betões com incorporação de adições minerais. O fenómeno de destacamento explosivo em betão densificado com sílica de fumo foi primeiramente detectado por Hertz na década de oitenta [91]



Figura 1.37 – Destacamento explosivo ocorrido numa placa de betão denso [92]

Na Figura 1.37, retirada de um trabalho de Hertz [92], vê-se o resultado do efeito de destacamento numa placa de betão denso. Aqui refere-se betão denso como sendo betão que incorpora na sua constituição partículas ultra-finas, como por exemplo sílica de fumo, que o torna mais denso do que o betão corrente sem qualquer adição.

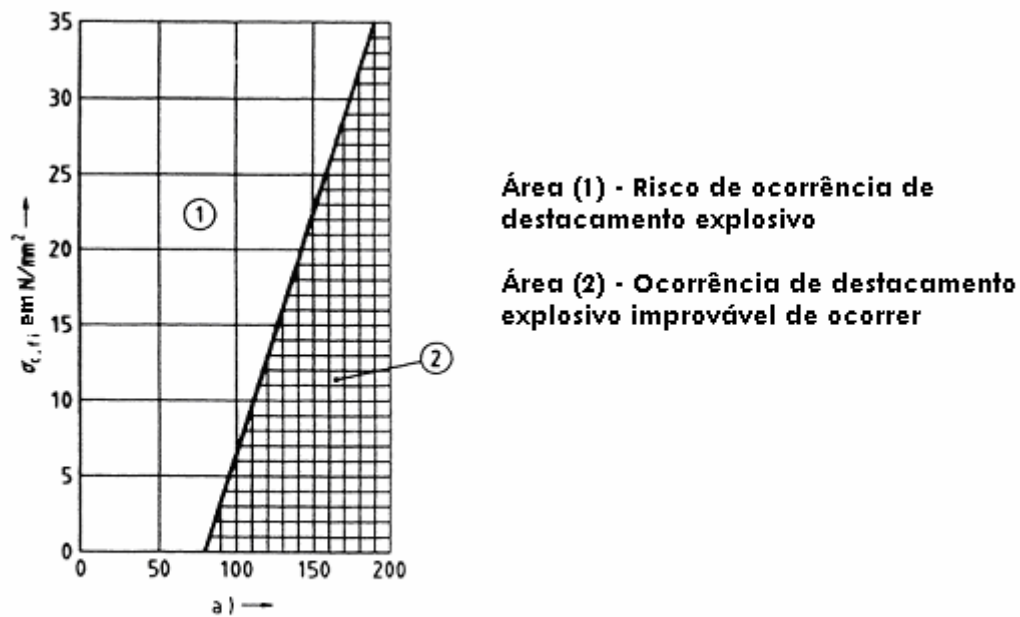


Esse facto, assim como a baixa razão água/cimento conseguida pelo uso de superplastificantes, torna os betões de elevado desempenho extremamente compactos e pouco permeáveis. Isso leva a que a humidade existente no interior do betão não consiga libertar-se durante a fase de aquecimento, originando destacamento explosivo como já foi referido anteriormente. Neville [71] cita trabalhos em que destacamento ocorreu em betões com sílica de fumo incorporada mesmo para taxas de aquecimento baixas, da ordem dos 60° por hora, que é muito mais baixa do que a que se verifica num incêndio [93]. O mesmo autor revela outros trabalhos de investigação onde casos de destacamento ocorreram, como os realizados por Jumppanen [94] com razões de água/ligante de 0,26 e incorporação de sílica de fumo.

A ENV 1992-1-2 [84] indica que se a classe de exposição do elemento for do tipo 1 (com pouca humidade), então não será necessário verificar a possível existência de destacamento explosivo. Essa verificação, pelo lado da segurança, pode ser feita através do diagrama apresentado na Figura 1.38. Este diagrama relaciona o risco de destacamento com a menor dimensão do elemento de betão armado e com a tensão de compressão a que o elemento está sujeito para a combinação de acções na situação de fogo. A mesma norma refere que para uma avaliação mais precisa, deve ser tido em conta o teor de humidade, o tipo de agregado, o grau de impermeabilização do betão e a taxa de aquecimento.

O diagrama da Figura 1.38, apesar de estar do lado da segurança, apresenta no entanto limitações [95]:

- Só deve ser aplicado em betões de resistência característica de provetes cilíndricos inferior a 60 MPa (tal como referido anteriormente, os BED são mais susceptíveis ao destacamento);
- O diagrama foi obtido com base em ensaios com elementos com armadura pouco densa. No caso da densidade de armadura ser elevada, o elemento pode comportar-se pior no que diz respeito ao destacamento.



**Nota:** a em mm é a menor das dimensões da secção transversal do elemento

Figura 1.38 – Relação entre  $\sigma_{c,fi}$  e h (ou b) para avaliação do risco de destacamento explosivo para elementos de betão de densidade normal [84].

Relativamente aos betões geopoliméricos, e apesar de ainda existirem poucos trabalhos nesta área, os investigadores referem que estes materiais possuem melhor resistência ao fogo do que os betões CPN (Teixeira Pinto [11], Benjamin Varela [35] só para referir alguns exemplos).

Esta propriedade deve-se à natureza química do ligante geopolimérico. De acordo com Davidovits [96], a estrutura tridimensional zeolítica com nano-porosidade dos geopolímeros permite que a água livre e a água de ligação migre e evapore sem danificação do ligante quando sujeito a elevadas temperaturas. Essa característica deverá então proporcionar melhor resistência ao fogo no caso dos betões GPC, incluindo a não ocorrência de destacamento explosivo.

Dada a boa resistência ao fogo por parte do ligante, o comportamento do betão GPC fica condicionado pelos agregados utilizados. Teixeira Pinto refere que devem ser usados agregados com comportamento estável a elevadas temperaturas (em termos dimensionais e químicos) [11]. Os melhores resultados obtidos por este investigador foram de 60% de resistência residual no caso de agregados porcelânicos moídos, sob a influência de uma temperatura de 900 °C.

### 1.3.3.3 REQUISITOS ESTRUTURAIS PARA ELEMENTOS DE BETÃO

De acordo com o CEB (*Comité Européen du Béton*) [95], as estruturas devem ser projectadas, construídas e conservadas de modo a cumprirem as suas funções durante o uso normal e também durante um incêndio. Relativamente a este último caso, os requisitos estruturais impostos aos edifícios dependem de:

- Se o edifício serve apenas para proteger as pessoas até que sejam evacuadas no devido tempo ou por outro lado, se o edifício serve para proteger as pessoas durante o sinistro;
- Se a reutilização do edifício após incêndio é pretendida.

A resistência mecânica ou a capacidade de suporte de cargas de um edifício ou elemento, assim como a sua capacidade de isolamento térmico deve ser garantida para um determinado tempo de exposição ao fogo. Tal como referido anteriormente, esse tempo depende da exigência que se pretende dar à estrutura, de acordo com os pontos acima indicados [95].

A verificação da capacidade de resistência mecânica faz-se através do cumprimento dos seguintes estados limites últimos:

- Estado Limite de Resistência – Capacidade de uma estrutura ou seus elementos manter a resistência para suportar todas as acções externas e efeitos internos passíveis de ocorrer durante um fogo, com uma probabilidade de falha aceitável.
- Estado Limite de Estabilidade - Capacidade de uma estrutura ou seus elementos manter a estabilidade durante a actuação das acções externas devido às deformações passíveis de ocorrer durante um fogo.
- Estado Limite de Ductilidade - Capacidade de uma estrutura ou seus elementos de manter a capacidade de suportar cargas durante a fase de deformação passível de ocorrer durante um fogo.

A verificação da capacidade de compartimentação faz-se através do cumprimento dos seguintes estados limites últimos [95]:

- Estado limite de isolamento térmico – Limitar a transferência de calor entre compartimentos.
- Estado limite de estanquidade às chamas – Capacidade de evitar o atravessamento de chamas entre compartimentos de modo a estancar a propagação do fogo.

A verificação dos estados limites últimos pode fazer-se analiticamente, através da análise de toda a estrutura, de parte da estrutura, de elementos individualmente, ou como alternativa, através de ensaios de resistência ao fogo [84].

Devido ao elevado número de ensaios já efectuados de acordo com a ISO 834, foi possível elaborar regras de dimensionamento para estruturas de betão armado, relacionadas com as dimensões do elemento e do recobrimento das armaduras. Essa informação, organizada sob a forma de tabelas, é uma ferramenta prática e dá a garantia ao projectista de que o elemento terá a resistência ao fogo pretendida, já que os estados limites últimos, quer de resistência, quer de compartimentação não serão atingidos [95].

No caso do *saferoom*, os elementos que devem resistir ao fogo são as paredes resistentes e a laje de cobertura. Todos estes elementos têm função de suporte, mas também de compartimentação. Isso deve ser tido em conta no momento de definir dimensões como espessura do elemento e de recobrimento de armaduras.

#### **1.3.4 DIMENSIONAMENTO DE UM *SAFEROOM***

O dimensionamento de um *saferoom*, assim como de qualquer outra estrutura, deve ser feito tendo em vista as condições do local onde será construído. No caso de um *saferoom* ser concebido para ser edificado em qualquer ponto dos E.U.A, então deve ser dimensionado para as condições mais desfavoráveis ali verificáveis [56].

O NSSA caracteriza o tamanho dos abrigos da seguinte forma [63]:

- Pequeno – volume inferior ou igual a 14,16 m<sup>3</sup>;
- Médio – Entre 14,16 e 28,32 m<sup>3</sup>;
- Grande – Superior ou igual a 28,32 m<sup>3</sup>

O tamanho dos abrigos deve ser escolhido com base no número previsto de ocupantes e no nível de conforto que se pretende proporcionar. Se o *saferoom* for utilizado como abrigo anti-tornado, então basta que o espaço mínimo por pessoa seja de 0,463 m<sup>2</sup> de superfície interior, já que os tornados têm curta duração e o conforto não é grande preocupação. No caso dos furacões, a situação é diferente, pois um alerta para este tipo de tempestades pode durar 12 horas, e como tal o espaço mínimo para cada ocupante deverá ser maior: 0,926 m<sup>2</sup> de superfície interior [45].

As acções a considerar devem ser aquelas que se supõe poderem vir a acontecer durante a vida útil da estrutura [63]:

- Vento de elevada velocidade tal como indicado em 1.3.2.3;
- Impulsos de terras e impulsos hidrostáticos no caso de estruturas enterradas;
- Impulsão da água no caso de estruturas enterradas e abaixo do nível freático, considerando um valor de 150 % do valor da força de impulsão;
- Sismos: os abrigos devem suportar a acção do vento e dos sismos separadamente, pois considera-se altamente improvável que ambos aconteçam simultaneamente. Os abrigos de médias e grandes dimensões devem ser dimensionados para a acção sísmica, enquanto que se considera que os abrigos pequenos ao

serem dimensionados para as outras acções estarão preparados para resistirem a sismos.

- Sobrecarga de 10 kN/m<sup>2</sup> para ter em conta a queda de objectos ou parte de estruturas adjacentes sobre o *saferoom*;
- Peso próprio

A combinação de acções no caso do dimensionamento ser feito com base no Método de Coeficientes de Segurança para Acções e Resistência, deve ser feita de acordo com as seguintes expressões [56]:

Combinação 1:  $1,2D + 1,0W_x + 0,5L$

Combinação 2:  $0,9D + 1,0W_x + 0,5L$

Combinação 3:  $0,9D + 1,2W_x$

Em que D representa as acções permanentes, L a sobrecarga e  $W_x$  a acção do vento.

Se o dimensionamento for feito com base no Método de Tensões Admissíveis, então a combinação a usar será [56]:

- Combinação 1:  $D + W_x + 0,5L$
- Combinação 2:  $0,6D + W_x$

Em que D, L e  $W_x$  têm o significado atrás referido.

De acordo com a ASCE 7-02, e no que diz respeito à resistência de um edifício ao vento, pode dividir-se este em duas partes [64]:

- Sistema Principal de Resistência à Força do Vento: conjunto dos elementos estruturais que vão permitir o suporte e estabilidade de toda a estrutura.

- Componentes e Cobrimento: Elementos da envolvente do edifício que não se enquadram na função de Sistema Principal de Resistência à Força do Vento.

Devido à sua especificidade, as pressões do vento devem ser determinadas separadamente para cada uma daquelas partes da estrutura [64].

O dimensionamento deverá ser feito tendo em conta a resistência de cada um dos elementos, e o derrubamento, deslizamento e levantamento da estrutura no seu todo [56].

Depois de o *saferoom* estar dimensionado de acordo com os critérios acima referidos, então devem fazer-se as verificações relativamente à resistência ao impacto e à resistência ao fogo, comparando as dimensões dos elementos calculadas com as dimensões mínimas exigidas para a resistência a cada um dos fenómenos.

Outra abordagem possível será definir primeiro as dimensões mínimas para resistência ao impacto e para uma determinada resistência ao fogo, e partir daí para a verificação ao derrube, deslizamento e levantamento.



## **CAPÍTULO 2**

---

# **MATERIAIS E PROCEDIMENTOS DE ENSAIO**



## 2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Para o estudo da aplicação de um betão geopolimérico como material estrutural definiu-se um programa de ensaios que visa, antes de mais, caracterizar o material física e mecanicamente, e em seguida testar o material em pontos específicos da aplicação em vista (*saferoom*), como a resistência ao fogo e ao impacto.

A caracterização das argamassas e dos materiais que as constituem é fundamental para uma melhor interpretação dos resultados dos ensaios de resistência ao fogo (2.3) e ao impacto (2.4). Para além disso, o conhecimento das propriedades físicas, e especialmente as mecânicas, de um material estrutural é indispensável para o dimensionamento da estrutura onde será aplicado.

O conhecimento sobre betões geopoliméricos ainda está numa fase precoce, e como tal foi necessário usar como base de comparação um material cujas propriedades fossem mais conhecidas e familiares em todos os ensaios, como é caso do betão de Cimento Portland. Para além disso, a comparação com este material é importante pois é aquele que é mais utilizado actualmente para a construção de *saferooms* (1.2.3).

Chegou-se assim a três composições distintas para os materiais a ensaiar:

- Argamassa **geopolimérica** usando como ligante um metacaulino e com agregados de chamote (AGPC) – Figura 2.1 a)

- Argamassa de Cimento Portland Normal com agregados de chamote (ACPNC) – Figura 2.1 b)
- Argamassa de Cimento Portland Normal com areia granítica como agregado (ACPNA) – Figura 2.1 c)

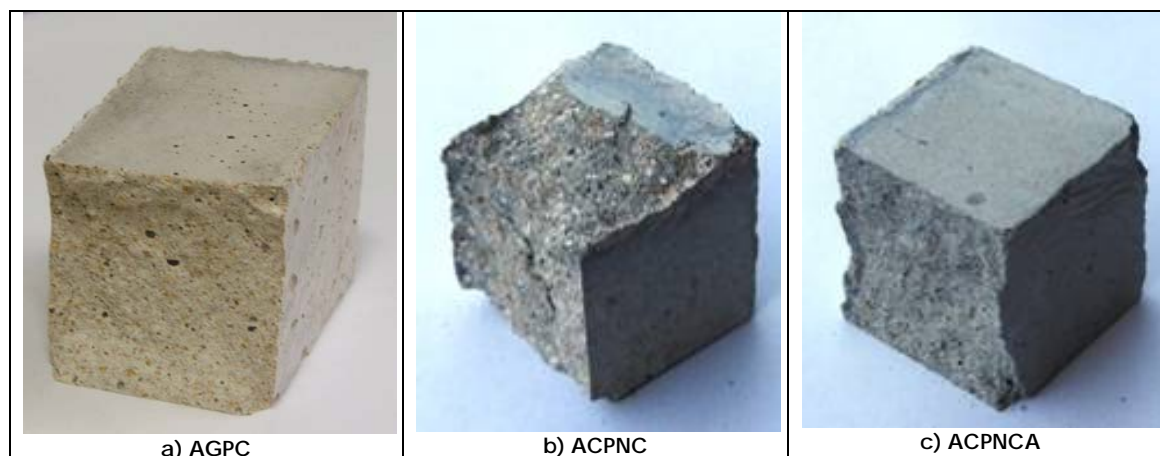


Figura 2.1 – Provetes dos três tipos de argamassa estudados

A escolha da utilização de uma argamassa de CPN com agregados de chamote teve a intenção de, relativamente à argamassa geopolimérica, fazer variar apenas o ligante. Desse modo, as diferenças entre os resultados dos ensaios desses dois tipos de argamassa darão uma indicação das diferenças entre os dois tipos de ligante.

A argamassa de CPN com areia granítica foi usada como representante da utilização corrente do betão ou argamassa de CPN.

A escolha de uma argamassa e não de um betão deveu-se ao facto de na planificação dos ensaios ter ficado decidido realizar provetes de pequenas dimensões (ver ensaio de isolamento térmico), inviabilizando assim a utilização de agregados grossos.

## 2.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS E ARGAMASSAS

### 2.2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Para a fabricação da argamassa geopolimérica, escolheram-se os materiais constituintes e as proporções que, com base na experiência acumulada de trabalhos prévios realizados na UTAD, permitiriam potenciar as propriedades do material para a aplicação em vista, ou seja, para a construção de um *saferoom*.

Pretendeu-se assim fabricar um material com elevada resistência mecânica e ao fogo.

### 2.2.2 DESCRIÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DOS CONSTITUINTES

#### 2.2.2.1 AGREGADOS

Como agregados para a argamassa geopolimérica, procurou-se usar um material barato, rígido, facilmente britável, e com propriedades refractárias. O material escolhido foi a chamote (ou rolão), que é argila cozida, resultante de peças rejeitadas no processo de fabrico, sendo portanto um subproduto da indústria cerâmica. Pode ser britada e usada como agregado, entrando novamente no ciclo produtivo, ou tendo outras aplicações [97].

A análise química da chamote (Tabela 2.1) efectuada na Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro revelou um material rico em sílica e alumina. Procurou-se que a amostragem fosse o mais representativa

possível, e o facto da análise revelar uma composição que corresponde à expectativa para uma argila cozida, ou seja, elevado teor de alumina e sílica, levou à aceitação dos resultados.

Tabela 2.1 – Análise química da chamote efectuada por absorção atómica na UTAD

Composição	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	MgO	CaO	TiO <sub>2</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	SiO <sub>2</sub>	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	Perda ao Rubro	H <sub>2</sub> O-
%	0,11	1,04	7,84	0,91	0,52	2,29	32,33	54,51	0,21	0,23	0,07

A chamote usada neste trabalho tem origem numa fábrica de produtos cerâmicos da zona de Aveiro.

Uma propriedade interessante deste agregado é a sua capacidade de activação directa, ou seja, em contacto com o activador, verificaram-se reacções de geopolimerização. Isto ocorreu quando se misturou uma porção de chamote moída com o activador e a mistura endureceu em pouco tempo à temperatura ambiente. Este fenómeno parece indicar que o agregado poderá participar nas reacções de geopolimerização da argamassa, tendo assim um papel activo na resistência mecânica do conjunto, e não uma função meramente de *inerte*.

A areia foi do tipo britado e teve origem numa empresa de agregados da zona de Vila Real.

De forma a manter a coerência, a granulometria usada nos agregados das três composições foi sempre a mesma, quer da chamote, quer da areia e está representada na Figura 2.2. Os peneiros usados foram retirados da série R 20 da ISO 565, com aberturas de malha de 0,08, 0,16, 1,0 e 1,60 mm.

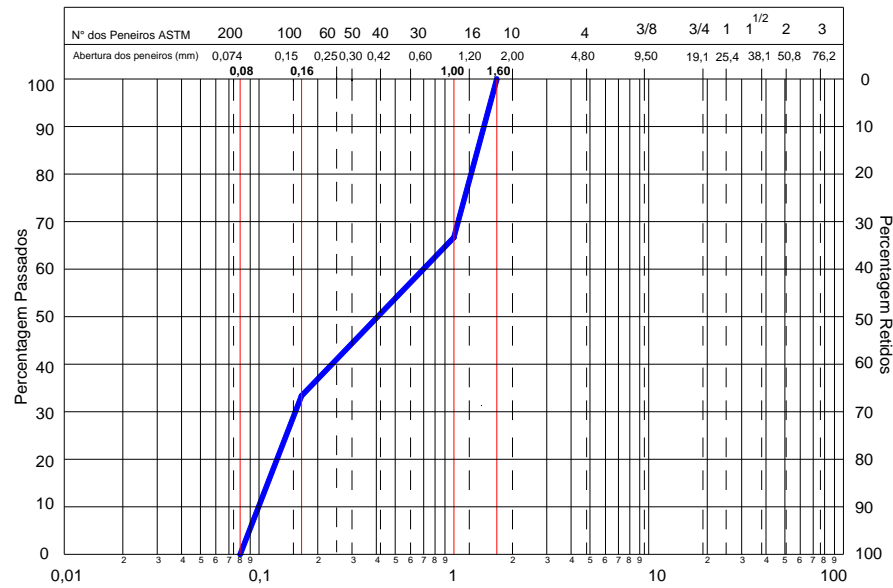


Figura 2.2 – Curva granulométrica dos agregados usados na composição das argamassas

Para a preparação dos agregados na granulometria desejada, foi necessário usar uma britadeira, um moinho de bolas de aço para a obtenção da porção mais fina, e os respectivos peneiros. A Figura 2.3 dá uma imagem da chamote separada nas várias granulometrias.



Figura 2.3 – Chamote separada nas várias granulometrias

## 2.2.2.2 LIGANTES

### 2.2.2.2.1 MATRIZ GEOPOLIMÉRICA

#### 2.2.2.2.1.1 Precursor

A matriz ligante geopolimérica forma-se através da activação alcalina de um metacaulino produzido nos EUA, comercialmente designado por MetaMax® e produzido pela empresa Engelhard. Este material é classificado de acordo com a norma ASTM C 618 como pertencendo à Classe N, sendo uma pozolana natural calcinada. Trata-se de um alumino-silicato altamente reactivo, obtido pela calcinação a altas temperaturas de caulinite purificada [98].

É comercializado com o intuito da incorporação em betões de Cimento Portland, já que é um material pozolânico, com vista a melhorar as suas propriedades. Durante o seu processo de fabrico são retiradas as impurezas inertes e a dimensão das partículas é reduzida e uniformizada. Assim, consegue-se uma elevada percentagem de partículas que entram nas reacções de hidratação, (perto de 100%, de acordo com o fabricante [98]), e homogeneidade, conferindo a este material uma posição de destaque entre os metacaulinos para fabricação de geopolímeros. Estas características permitem que os geopolímeros fabricados com MetaMax® apresentem menor dispersão ou variância nos resultados dos ensaios às suas propriedades, do que outros fabricados com ligantes menos homogéneos, quer em termos de constituintes, quer em termos de dimensão das partículas.



A análise química por FRX (Fluorescência de Raios-X), revelou a composição indicada na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Análise química do Metamax® por FRX

Composição	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	MnO	CaO	TiO <sub>2</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	SiO <sub>2</sub>	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	Perda ao Fogo	MgO
%	0	0,1	0	0,12	1,6	0,1	46,7	50,51	0,1	0,47	0,2

De acordo com a bibliografia, a razão Si:Al do ligante que revela melhor resistência ao fogo é de 1 (ver Figura 1.9). O Metamax®, de acordo com a análise indicada na Tabela 2.2 possui uma razão Si:Al = 1,84. Como tal, foi necessário proceder à correcção dessa relação, através da adição de 39 g de alumina (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) por cada 100 g de Metamax®, tal como o cálculo seguinte indica:

$$\frac{\left( \frac{50,51}{28,1 + 2 \times 16} \right)}{\left( \frac{46,7}{2 \times 27 + 3 \times 16} \right) + \left( \frac{m_{\text{Al}_2\text{O}_3}}{2 \times 27 + 3 \times 16} \right)} = 1(=) m_{\text{Al}_2\text{O}_3} = 39,0\text{g}$$

onde os pesos atómicos de Al, Si e O são respectivamente: 27, 28,1 e 16.

A alumina (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) em pó foi adicionada ao Metamax® e misturada de forma a obter-se um elevado grau de homogeneidade.

#### 2.2.2.2.1.2 Activador

O activador alcalino contém hidróxido de sódio que ao dissociar-se segundo o esquema  $\text{NaOH} \leftrightarrow \text{OH}^- + \text{Na}^+$ , vai libertar aniões OH que têm a função de destruir as ligações covalentes das espécies sólidas em

presença, assim se iniciando o processo de geopolimerização (ver 1.1.2).

O activador usado, além do hidróxido de sódio também continha silicato de sódio<sup>7</sup>. Existem vários tipos de activador, podendo ser simples (com apenas uma entidade química) ou compostos (com duas ou mais entidades químicas).

A opção recaiu sobre o activador composto de hidróxido e silicato de sódio, pois são ambos produtos disponíveis comercialmente, e têm produzido bons resultados em trabalhos prévios na UTAD. Ainda com base na experiência em activação de metacaulinos, foi escolhida a concentração de 15M para cada uma das soluções alcalinas e uma proporção em peso de 2:1 entre silicato de sódio e hidróxido de sódio [11].

#### **2.2.2.2.2 CIMENTO**

O cimento utilizado nas composições ACPNC e ACPNCA foi do tipo I 42,5 R, de fabrico Cimpor. A escolha deste cimento deveu-se à tentativa de aproximar as resistências mecânicas entre as 3 composições, pois de acordo com alguns ensaios preliminares com a

---

7 - A função do silicato de sódio consiste em fornecer sílica solubilizada que rapidamente constitui o ponto de partida para a organização (incipiente) de monómeros do tipo silato, que formam a matriz geopolimérica [11]

argamassa geopolimérica previa-se uma gama de resistências média a elevada.

### 2.2.3 COMPOSIÇÃO, MISTURA E CURA

A mistura dos constituintes no caso da argamassa geopolimérica revelou-se de difícil trabalhabilidade, devido à viscosidade do activador e à reduzida relação activador/ligante. Procurou-se reduzir a relação activador/ligante ao máximo, no sentido de conferir a máxima resistência mecânica possível, mas procurando salvaguardar trabalhabilidade suficiente para moldar os provetes.

Não se optou por adicionar plastificantes à mistura porque a pesquisa efectuada até ao momento na área dos plastificantes para ligantes geopoliméricos não oferece garantia de eficácia. Para além disso, procurou-se manter a mistura o mais simples possível, de modo a que a comparação com as argamassas de CPN fosse o mais directa possível.

A composição das argamassas de cimento ACPNA e ACPNC foi escolhida de modo a que a proporção em peso entre agregados e o material sólido ligante fosse igual à da argamassa AGPC, ou seja (2:1), assim como uma razão água/cimento que fosse o mais baixa possível tendo em conta a elevada resistência pretendida e a manutenção da trabalhabilidade necessária para a moldagem e compactação dos provetes.

A Tabela 2.3 resume as proporções de mistura em peso usadas para cada tipo de argamassa.

Tabela 2.3 – Tabela de proporções em peso para a composição das argamassas

Constituinte	Proporções em peso		
	AGPC	ACPNC	ACPNA
Cimento 42,5 R	-	1	1
Metamax®+alumina	1	-	-
Areia	-	-	2
Chamote	2	2	-
Activador	0,85	-	-
Água	-	0,45	0,45

A mistura foi efectuada com equipamento de mistura mecânico e com pá e recipiente indicados na Norma NP EN 196-1 [99]. Os tempos de mistura e de adição dos constituintes foi fixado na 1ª mistura e repetido nas seguintes.

A compactação das misturas foi efectuada com recurso a uma mesa vibratória. Cada uma das argamassas possuía uma trabalhabilidade própria, sendo que a que apresentava maior facilidade de colocação nos moldes era a ACPNA e a de maior dificuldade a AGPC. Supõe-se que a menor trabalhabilidade da ACPNC em relação à ACPNA (ainda que maior do que a da AGPC), se devia à absorção de alguma água por parte da chamote, que é um agregado com maior porosidade do que a areia granítica (ver 3.1.1.1).

A cura foi efectuada à temperatura ambiente, estando as argamassas cobertas com uma película fina de polietileno, de forma a evitar a saída prematura da água. Os tempos de cura das argamassas para todos os ensaios foram os indicados na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Tempo de cura das argamassas à temperatura ambiente

Argamassas	Tempo de Cura (dias)
AGPC	7
ACPNA	28
ACPNC	28

De acordo com a bibliografia, à temperatura ambiente as reacções geopoliméricas efectuam-se mais rapidamente do que as de hidratação do cimento (ver 1.1.2), e daí a diferença de tempo de cura entre a argamassa geopolimérica e as de cimento.

A argamassa geopolimérica apresentava uma cor castanho claro, revelando-se esteticamente agradável, o que poderá ser positivo no caso de se optar por mantê-la à vista quando aplicada.

## 2.2.4 PROPRIEDADES FÍSICAS

### 2.2.4.1 ABSORÇÃO DE ÁGUA DOS AGREGADOS

As propriedades físicas dos agregados influenciam o comportamento das argamassas onde são usados, como é o caso da absorção de água [71].

A determinação da absorção da areia granítica e da chamote foi baseada na Norma Portuguesa NP – 954 [100]. Pesaram-se 750 g de cada tipo de agregado e cada uma das amostras foi seca em estufa até massa constante. Depois de arrefecidas, pesaram-se 500 g de cada amostra seca e foram introduzidas num recipiente com água, onde permaneceram durante 24 horas, tendo sido ocasionalmente remexidas

com uma vareta. No final do tempo previsto, foi vazada a água para outro recipiente e as amostras foram sujeitas a uma corrente de ar quente até que a água superficial fosse eliminada. Pesou-se cada uma das amostras e determinou-se a absorção de água através da expressão:

$$A = \frac{m_{\text{sec}} - m_{\text{sat}}}{m_{\text{sec}}} \times 100 \text{ (em percentagem)}$$

Em que  $m_{\text{sec}}$  é a massa do provete seco (500 g) e  $m_{\text{sat}}$  é a massa do provete saturado.

#### 2.2.4.2 POROSIDADE ABERTA

A porosidade dos materiais tem influência na resistência ao fogo, nomeadamente no isolamento térmico e no destacamento explosivo. Apesar da porosidade aberta não corresponder à porosidade total, está no entanto relacionada, havendo geralmente uma relação do tipo: quanto maior a porosidade total, maior será a porosidade aberta.

A porosidade aberta foi determinada através da seguinte expressão:

$$P_a = \frac{V_v^a}{V} \times 100 \text{ (em percentagem)}$$

Em que  $V_v^a$  é o volume de poros abertos ou acessíveis e  $V$  é o volume aparente.

A determinação de  $V_v^a$  foi obtida através da seguinte expressão:

$$V_v^a = \frac{P_{sat} - P_{sec}}{\gamma_{água}} \text{ (cm}^3\text{)}$$

Em que  $P_{sec}$  é a massa do provete seco em gramas,  $P_{sat}$  é a massa do provete saturado em gramas e  $\gamma_{água}$  é a massa volúmica da água (1 g/cm<sup>3</sup>).

Os provetes foram secos em estufa e depois saturados em água. Para a obtenção de cada um dos estados, os provetes estiveram na estufa e na água o tempo necessário até atingirem massa constante, ou seja, até que duas pesagens consecutivas com 24 horas de intervalo diferissem de 0,1% da média das duas leituras.

Para a determinação da porosidade aberta de cada um dos tipos de argamassa foram usados três provetes de 4×4×16 cm<sup>3</sup> de cada uma delas.

#### 2.2.4.3 MASSA VOLÚMICA

A massa volúmica de um material estrutural é um parâmetro importante no dimensionamento de uma estrutura, pois é necessária para o cálculo do peso próprio.

Para a determinação usou-se como referência a Norma NP EN 12390-7 – “Massa Volúmica do Betão Endurecido” [101].

Os provetes utilizados foram do tipo 4×4×16 cm<sup>3</sup>. A massa volúmica de um material depende do seu grau de humidade, sendo que o valor mínimo corresponde ao estado seco e o máximo ao saturado.

A massa volúmica de cada uma das argamassas foi determinada para cada um dos estados (seco e saturado). Para isso foram saturados 3 provetes e secos outros 3 até massa constante, ou seja, até que a diferença de pesagens consecutivas com intervalos de 24 horas fosse inferior a 0,1% da média delas (a norma NP EN 12390-7 [101] exige apenas que seja inferior a 0,2%).

Depois de obtido o estado de saturação e secagem, os provetes foram pesados. Em seguida, determinou-se a massa volúmica de cada um dos provetes através da expressão:

$$D = \frac{m}{V}$$

Em que  $m$  é o valor da massa de cada provete em cada um dos estados e  $V$  o volume aparente do provete. Como os moldes onde os provetes foram feitos estavam calibrados de acordo com a norma NP EN 196-1 [99], admitiu-se que o volume aparente de cada um dos provetes seria de  $V = 4 \times 4 \times 16 = 256 \text{ cm}^3$  tal como a NP EN 12390-7 [101] indica.



## 2.2.5 PROPRIEDADES MECÂNICAS

### 2.2.5.1 RESISTÊNCIA MECÂNICA

Para a determinação da resistência mecânica das argamassas, fabricaram-se provetes de  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$  de acordo com a norma NP EN 196-1 [99].

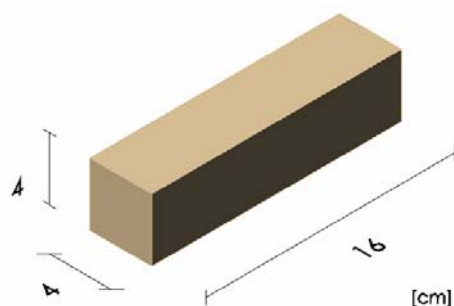


Figura 2.4 – Dimensões dos provetes ensaiados

É sabido que a dimensão dos provetes tem influência nos valores de resistência medidos, quer à flexão, quer à compressão, sendo que para provetes  $4 \times 4 \times 4 \text{ cm}^3$  se obtêm resistências à compressão superiores do que no caso dos provetes de maiores dimensões como o cilíndrico de 150/300 mm ou cubos de 150 mm de aresta [71].

Outro factor que tem influência no valor da resistência à compressão e tracção de argamassas ou betões é a velocidade de aplicação das cargas (ver 1.3.2.2). Estas foram aplicadas de acordo com a norma NP EN 196 [99].

Os provetes não foram fabricados simultaneamente mas segundo séries de 3 provetes cada uma.

### 2.2.5.1.1 FLEXO-TRACÇÃO

A determinação da resistência à tracção através do ensaio de flexão fez-se aplicando uma carga concentrada a meio vão num prisma simplesmente apoiado como mostra a Figura 2.5, e usando a seguinte expressão:

$$R_f = \left( \frac{1,5 \times F_f \times l}{b^3} \right) / 1000 \text{ (MPa)}$$

Em que  $F_f$  é a carga de rotura em kN,  $l$  é a distância entre apoios em m (neste caso foi de 0,10 m), e  $b$  é a largura da secção transversal do prisma igualmente em m (como referido anteriormente, a largura era de 0,04 m).



Figura 2.5 – Ensaio de flexão sobre um prisma de argamassa geopolimérica

#### 2.2.5.1.2 COMPRESSÃO

Sobre cada um dos meios-prismas resultantes do ensaio de flexão, realizou-se o ensaio de compressão, aplicando-se uma carga numa área de  $4 \times 4 = 16 \text{ cm}^2$  como mostra a Figura 2.6.

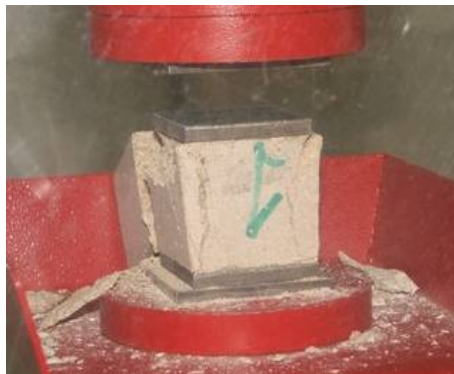


Figura 2.6 – Ensaio de compressão sobre um prisma de argamassa geopolimérica

O valor da resistência à compressão foi determinado através da expressão:

$$R_f = \left( \frac{F_c}{1,6} \right) (\text{MPa})$$

Em que  $F_c$  é o valor da carga de compressão de rotura em kN.

#### 2.2.5.2 MÓDULO DE ELASTICIDADE

A determinação do Módulo de Elasticidade baseou-se no procedimento corrente para betões, ou seja, na Especificação LNEC E397-1993 [102].

Foram realizados dois ensaios, tendo sido um deles no Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho, e outro no Laboratório de Betões da Hidrorumo (Grupo EDP).

Os provetes foram sujeitos a ciclos de carga de valor máximo de 1/3 do valor da carga de rotura previsto. Para determinar esse valor, foram previamente ensaiados provetes de iguais dimensões.

#### 2.2.5.2.1 LABORATÓRIO DE ESTRUTURAS DA UNIVERSIDADE DO MINHO

Na U.M. foram testados provetes cilíndricos com 14,2 cm de altura e 7,1 cm de diâmetro de cada um dos tipos de argamassas. Tal como nos ensaios anteriores, a AGPC tinha 7 dias de cura e as argamassas de Cimento Portland, 28 dias.

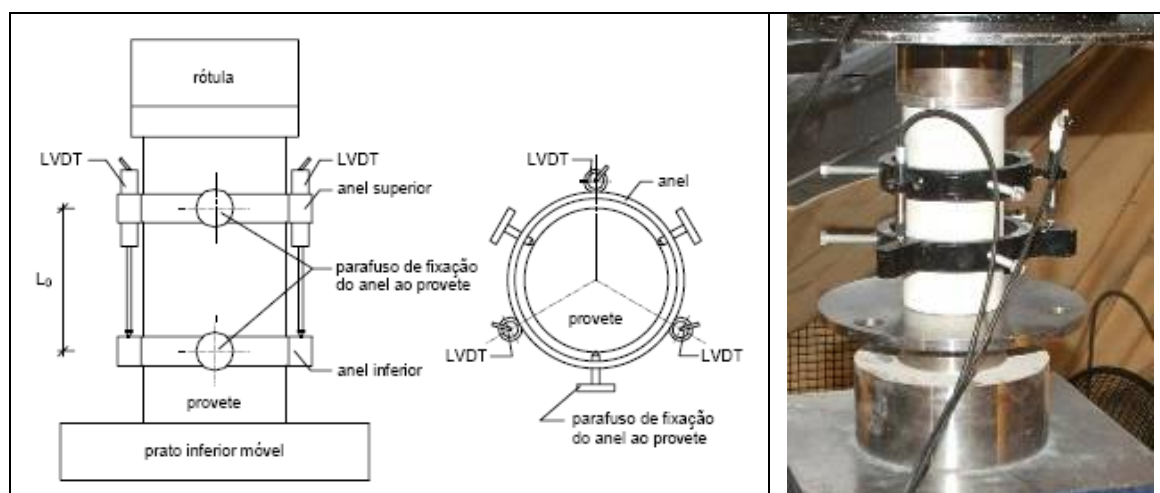


Figura 2.7 – Representação do ensaio experimental para determinação do Módulo de Elasticidade na U.M. (Esquerda – Esquema [22], Direita – Fotografia do provete de AGPC)

Para análise de deformações foram instalados três transdutores de deslocamentos (LVDT's: *linear variable differential transformers*)

separados por  $120^\circ$  entre si (Figura 2.7). O afastamento inicial entre anéis,  $L_0$ , era de 5 cm. Os provetes foram sujeitos a 5 ciclos de carga com patamares de carregamento no valor máximo, tal como mostra a Figura 2.8.

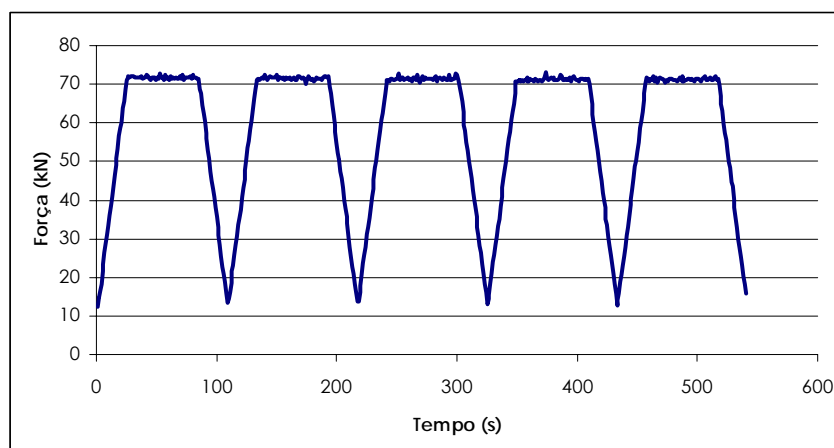


Figura 2.8 – Curva de carregamento para determinação do M.E. da AGPC na U.M.

#### 2.2.5.2.2 LABORATÓRIO DE BETÕES DA HIDRORUMO (GRUPO E.D.P.)

No Laboratório da Hidrorumo (E.D.P.) ensaiaram-se dois provetes prismáticos de secção rectangular de dimensões  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$  de AGPC. Um dos provetes tinha 7 dias de cura e o outro 28 dias. Pretendeu-se assim estudar a influência no tempo de cura no valor do Módulo de Elasticidade.

Neste caso foram usados dois transdutores em faces opostas do provete, sendo  $L_0 = 12 \text{ cm}$  (Figura 2.9).

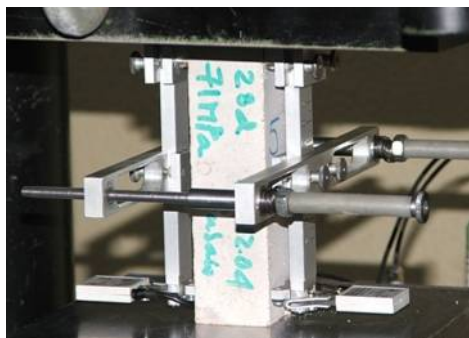


Figura 2.9 – Ensaio para determinação do ME no LBH

A curva de carregamento está representada na Figura 2.10. Trata-se de três ciclos de carga e descarga seguidos de dois patamares de carga constante de duração semelhante. A curva representada corresponde ao ensaio do provete de 28 dias. Para o provete de 7 dias de cura, o traçado da curva é semelhante, com a diferença de esta sofrer uma translação para baixo, já que a resistência do provete, de acordo com os testes preliminares, seria inferior ao provete de 28 dias.

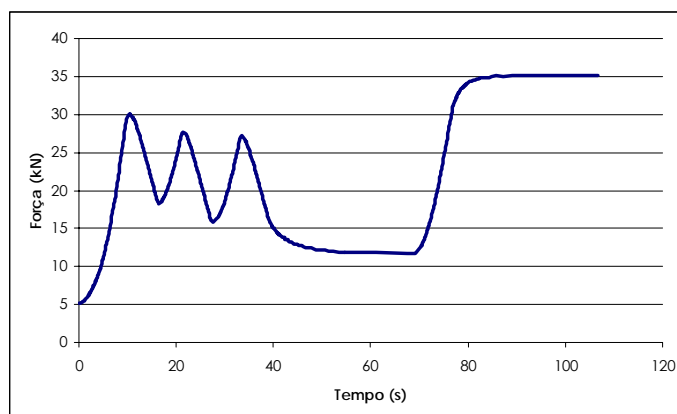


Figura 2.10 – Curva de carregamento para a determinação do ME no LBH

#### 2.2.5.2.3 DETERMINAÇÃO DO VALOR DE MÓDULO DE ELASTICIDADE

Depois de traçada a curva tensão-extensão para cada um dos materiais, determina-se o Módulo de Elasticidade através da aplicação da seguinte expressão no último dos ciclos:

$$E = \frac{\sigma_a - \sigma_b}{\varepsilon_a - \varepsilon_b} \times 10^{-3} \text{ (GPa)}$$

Sendo  $\sigma_a$  e  $\sigma_b$  as tensões máxima e mínima respectivamente em MPa e  $\varepsilon_a$  e  $\varepsilon_b$  as correspondentes extensões.

Cada um dos transdutores aplicados regista um valor de deslocamento que pode diferir dos valores registados pelos outros. Deve ser feita uma média desses valores para a determinação final do valor final do Módulo de Elasticidade.

### 2.3 RESISTÊNCIA AO FOGO

Para a determinação da resistência ao fogo das argamassas AGPC, ACPNC e ACPNA não se seguiu as disposições regulamentares indicadas em 1.3.3 devido à elevada complexidade dos ensaios aí referidos. Em vez disso, definiram-se dois ensaios mais simples que pretendem caracterizar o comportamento das argamassas por comparação entre si nos campos da resistência mecânica e do isolamento térmico.

Para além da elevada complexidade, os ensaios de carregamento do elemento enquanto está a ser sujeito a elevadas temperaturas não se justificam no caso de um *saferoom*, no sentido em que no caso de ocorrência de um incêndio real, seria altamente improvável que na mesma altura ocorresse um tornado ou outro fenómeno que provocasse um carregamento significativo da estrutura. Para além disso, as cargas permanentes no caso do *saferoom* limitam-se apenas ao seu peso próprio que, por ser tratar de uma estrutura de pequenas dimensões, tem pouca expressão no seu carregamento global.

### 2.3.1 RESISTÊNCIA MECÂNICA DAS ARGAMASSAS A ALTAS TEMPERATURAS

O ensaio descrito de seguida pretendeu avaliar a perda de resistência das argamassas em estudo quando sujeitas a elevadas temperaturas. Foi dada atenção à possível ocorrência de destacamento explosivo.

Como já foi referido em 1.3.3.2, a humidade desempenha um papel fundamental na ocorrência de destacamento explosivo. Por isso optou-se por testar para cada tipo de argamassa, três provetes saturados e outros três secos. Para além destes seis provetes, fabricaram-se outros três para servir de controlo.

O tamanho dos provetes foi de 4×4×16 cm<sup>3</sup> de modo a serem submetidos aos ensaios de flexo-tracção e compressão na parte final do ensaio.

Para cada uma das argamassas em estudo, após a fabricação com exactamente os mesmos ingredientes e com o mesmo tempo de amassadura, os nove provetes foram levados a curar durante 7 dias no



caso da AGPC e 28 dias no caso das ACPNC e ACPNA, envolvidos em película fina de polietileno à temperatura ambiente. Depois da cura, tal como referido anteriormente, levaram-se três deles a secar, três a saturar e os outros três ficaram ao ar livre. O tempo de secagem e de saturação foi o necessário até se obter massa constante. Assim, efectuaram-se pesagens de 24 em 24 horas verificando-se se o valor da pesagem sofria evoluções. Quando a variação de peso não ultrapassou os 0,1% da média entre duas leituras consecutivas, colocaram-se os provetes saturados e os provetes secos na mufla.

A curva de aquecimento da mufla, como se pode ver na Figura 2.11, difere da curva de aquecimento ISO 834, que é a curva de aquecimento tipo para um fogo. Assim, a mufla aquece mais lentamente do que aconteceria num incêndio.

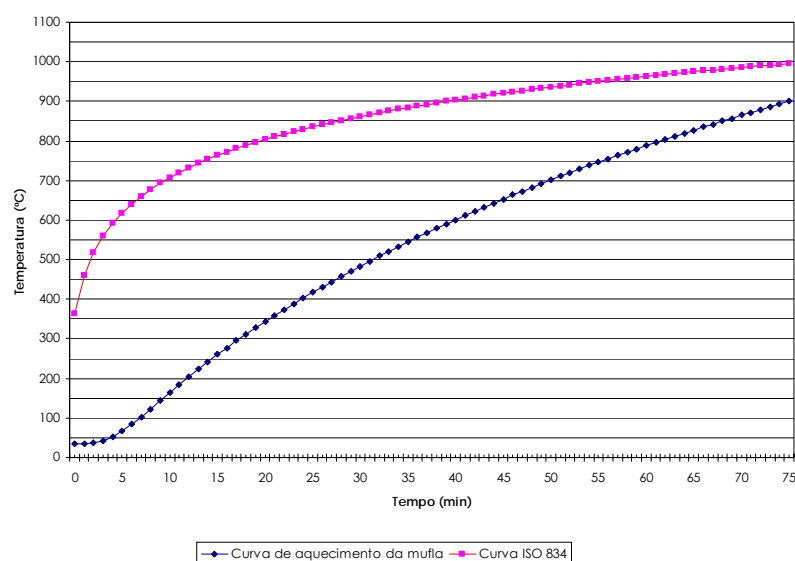


Figura 2.11 – Comparação entre a curva de aquecimento da mufla utilizada e a curva ISO 834

Depois da mufla atingir os 900 °C, contabilizaram-se 2 horas. Após esse período, retiraram-se os provetes da mufla (Figura 2.12) e foram deixados a arrefecer ao ar livre.



Figura 2.12 – Imagem da mufla ainda com alguns provetes de AGPC no interior

Depois de arrefecidos, ensaiaram-se os provetes juntamente com os de controlo, à compressão e flexo-tracção de acordo com a norma NP EN 196-1 [99].

É de realçar que a temperatura medida no termómetro da mufla diz respeito apenas ao ar no interior da mufla e não aos próprios provetes.

### 2.3.2 ISOLAMENTO TÉRMICO

O fenómeno de transmissão de calor através de um corpo é complexo. Quando o corpo é heterogéneo, como é o caso de betões ou argamassas, a complexidade aumenta. Para avaliar a capacidade de isolamento a elevadas temperaturas das argamassas foram idealizados dois ensaios distintos:

- a) Usar uma placa de cada tipo de argamassa para substituir a porta da mufla, elevar a temperatura da mufla e medindo a temperatura na face oposta.

- b) Usar um método que tem vindo a ser usado, nomeadamente no campo dos geopolímeros [96] que é a aplicação de uma chama numa das faces do elemento e a medição da temperatura na face oposta.

O esquema de montagem do primeiro ensaio está indicado na Figura 2.13.

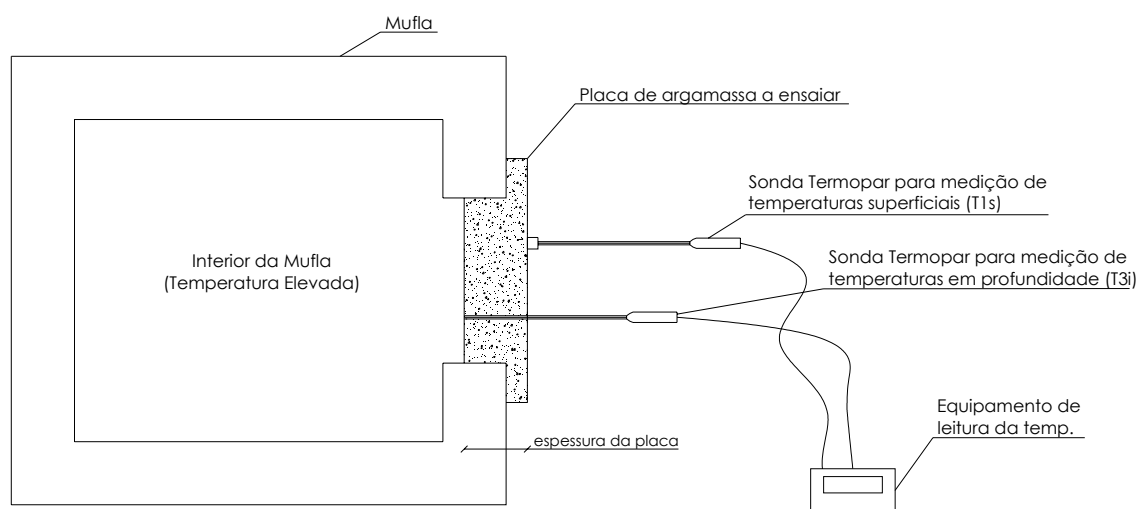


Figura 2.13 – Esquema de montagem do ensaio de isolamento térmico a)

As sondas termopares eram do tipo K, sendo as sondas T1s e T4s para medição da temperatura superficial na face externa, a sonda de profundidade T2m para medição da temperatura a meio da secção e a sonda de profundidade T3i para medição da temperatura ao nível da face interna da placa. Na Figura 2.15 está o equipamento de leitura e impressão de resultados, assim como uma das sondas de superfície. A temperatura no interior da mufra foi medida com o termómetro do próprio equipamento.

A localização das sondas na placa está indicada na Figura 2.14.

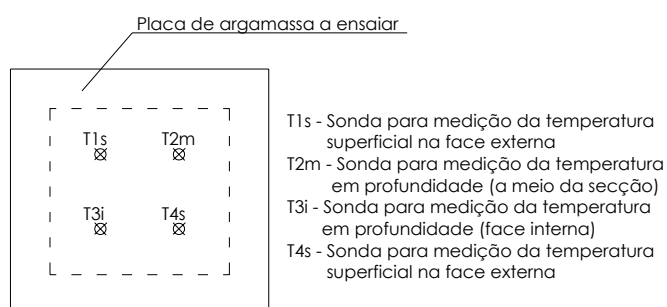


Figura 2.14 – Localização das sondas T1 a T4 na placa.

O procedimento do ensaio consistiu em elevar a temperatura no interior da mufla da temperatura ambiente até aos 900 °C e registar as medições das sondas T1 a T4 ao longo do tempo do ensaio, ou seja, até que a temperatura na superfície exterior da placa estabilizasse.



Figura 2.15 – Equipamento de leitura da temperatura da HANNA Instruments.  
Lado esquerdo: Aparelho de leitura e impressão da temperatura e sonda termopar  
Lado direito: Pormenor da extremidade da sonda termopar de leitura superficial

Este procedimento foi repetido para cada tipo de argamassa e para várias espessuras de placa. Para avaliar a fiabilidade do método de ensaio, foi realizado um ensaio preliminar com uma placa de

argamassa ACPNA com 2 cm de espessura e elevando a temperatura na mufla até aos 400 °C.

Para a realização do segundo ensaio (b)), optou-se por avaliar a capacidade de isolamento térmico das argamassas submetendo uma placa da argamassa a ensaiar com 2,2 cm de espessura a uma chama de 950 °C, medindo-se a temperatura do lado oposto com um termopar.

A temperatura escolhida foi de 950 °C e não superior tal como outros investigadores optaram [96], pois previa-se que para temperaturas superiores as argamassas de CPN poderiam ficar danificadas comprometendo todo o ensaio. Aliás, 950 °C já é uma temperatura bastante elevada para uma argamassa de CPN (ver 1.3.3.2).

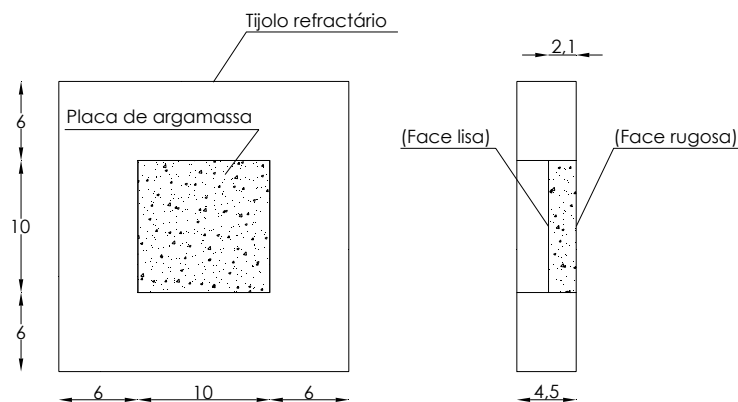


Figura 2.16 – Vista frontal (esquerda) e corte pelo centro (direita) da placa de argamassa a ensaiar envolvida pelo tijolo refractário (medidas em cm)

Ensaaios preliminares determinaram que a chama do maçarico possuía uma temperatura de 950 °C a 6 cm de distância da boca deste. A placa de argamassa (de cada um dos tipos) tinha de dimensões 10×10×2,1 cm<sup>3</sup>, e estava rodeada por tijolo refractário do tipo mulite

com 6 cm de rebordo e 4,5 cm de espessura (Figura 2.16). O objectivo da utilização do tijolo foi o de servir de molde durante a fabricação da argamassa e de suportar a placa durante o ensaio com o maçarico. Escolheu-se do tipo refractário para que não se danificasse no caso de este atingir temperaturas elevadas.

Tal como referido acima, para moldar a placa usou-se o próprio tijolo como molde lateral, tendo sido necessário para esse feito abrir um orifício rectangular com 10 cm de aresta no centro do tijolo. Para além disso, colocou-se no interior do orifício uma placa de vidro com  $10 \times 10 \times 2,4 \text{ cm}^3$  que serviu como molde para o fundo da placa. De seguida encheu-se o espaço que restava com a argamassa até à superfície do tijolo. Conseguiu-se assim que a face onde seria colocada a sonda termopar ficasse lisa, por estar em contacto com o vidro (ver corte da Figura 2.16).

O esquema de montagem do ensaio está indicado na Figura 2.17.

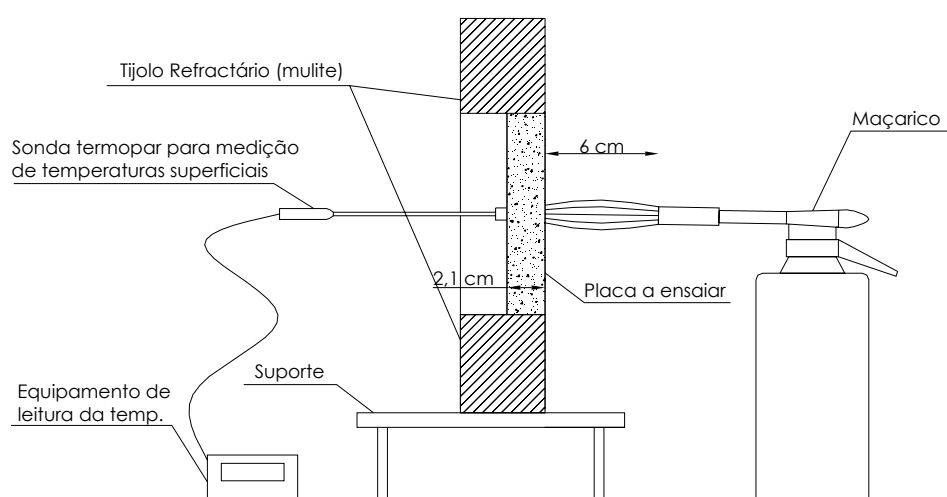


Figura 2.17 – Esquema de montagem do ensaio (em corte)

O maçarico estava posicionado de maneira a que a chama incidisse no centro da placa, assim como a sonda termopar do lado oposto estava posicionada de modo a captar a temperatura no centro da placa.

Tal como no ensaio a), o equipamento de leitura de temperatura (Figura 2.15) registava e imprimia a temperatura que o termopar (do tipo K) captava em intervalos de 1 minuto, tendo-se iniciado a contagem a partir do momento em que o maçarico era colocado em posição.

De modo a estabilizar a chama, o maçarico era aceso 2 minutos antes de ser colocado em posição.

O ensaio decorreu durante o tempo necessário para se verificar uma estabilização da temperatura na face oposta à da incidência da chama do maçarico, o que aconteceu passado uma hora do início do ensaio. Para confirmar que a temperatura na face onde a chama incidia seria de 950 °C, foi pontualmente colocada uma sonda termopar junto à face e verificou-se que o valor lido igualava o valor pretendido.

Foram deste modo ensaiadas uma placa de cada tipo de argamassa em estudo, ou seja, de argamassa geopolimérica com chamote (AGPC), argamassa de Cimento Portland Normal com chamote e argamassa de Cimento Portland Normal com areia.

## 2.4 IMPACTO

Para avaliar o comportamento de cada uma das argamassas relativamente à resistência ao impacto, usou-se a Norma Espanhola UNE 127-007-90 – *Baldosas de cemento – Determinación De La Resistencia al Choque* [103] como referência.

As dimensões das placas a ensaiar foram de  $16 \times 14 \times 4$  cm<sup>3</sup>. Foram simplesmente apoiadas sobre um suporte segundo a orientação de maior vão tal como a Figura 2.18 indica.

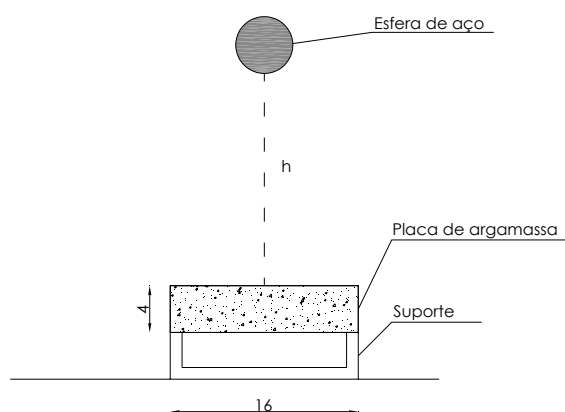


Figura 2.18 – Esquema do ensaio de impacto, sendo h a altura de queda da esfera (medidas em cm)

O ensaio consistiu, tal como a Figura 2.18 indica, em lançar uma esfera de aço com 4,8 cm de diâmetro e com uma massa de 440,2 g sobre uma placa de cada um dos tipos de argamassa. A altura de queda iniciou-se nos 90 cm e ia sendo aumentada de 10 em 10 cm até à rotura da placa, tal como a norma UNE 127-007-90 indica.



Procurou-se que o ponto de impacto não coincidisse com o ponto anterior, tal como a referida norma especifica.

Depois de cada impacto, ambas as faces das placas eram observadas para analisar o aparecimento de fissuras ou destacamento através de exame visual e através de um microscópio portátil.



## CAPÍTULO 3

---

# RESULTADOS E ANÁLISE



### 3.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

#### 3.1.1 PROPRIEDADES FÍSICAS

##### 3.1.1.1 ABSORÇÃO DE ÁGUA DOS AGREGADOS

Os resultados do ensaio de absorção estão indicados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Resultados do ensaio de absorção de água dos agregados

Agregado	Massa do provete seco (g)	Massa do provete saturado sem água superficial (g)	Absorção de água (%)
Areia Granítica	500,00	517,82	3,56 %
Chamote	500,00	532,25	6,11 %

A chamote foi o agregado que revelou superior absorção de água. Isto poderá dever-se ao processo de fabrico (material cerâmico).

##### 3.1.1.2 POROSIDADE ABERTA

A Porosidade Aberta ou Acessível dos três tipos de argamassa está indicada na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Porosidade Aberta dos três tipos de argamassa

Tipo de argamassa	Massa no estado seco (g)	Massa no estado saturado (g)	$P_{sat} - P_{sec}$ (g)	$V_{a^v}$ (cm <sup>3</sup> )	$P_a$ (%)	Valor médio de $P_a$ (%)
AGPC	493,10	557,20	64,10	64,10	25,04%	24,99%
	492,25	554,75	62,50	62,50	24,41%	
	490,13	555,43	65,30	65,30	25,51%	
ACPNC	507,98	563,10	55,12	55,12	21,53%	21,63%
	509,25	565,45	56,20	56,20	21,95%	
	511,12	565,90	54,78	54,78	21,40%	
ACPNA	525,12	579,27	54,15	54,15	21,15%	21,48%
	527,89	584,10	56,21	56,21	21,96%	
	524,56	579,20	54,64	54,64	21,34%	

Os resultados indicam que a argamassa geopolimérica é a que possui um valor de porosidade aberta superior. Isto pode estar relacionado com as condições de fabrico. A menor trabalhabilidade da AGPC comparativamente com as outras argamassas poderá levar a uma menor eficácia na expulsão do ar da mistura.

Para além disso, o facto de a AGPC ser a que possui maior quantidade de fase líquida em relação à quantidade de ligante durante a fase de mistura, poderá ser outro factor de porosidade.

Relativamente às argamassas de CPN, os valores semelhantes entre si indicam que a menor trabalhabilidade da ACPNC não se reflecte na porosidade acessível. O facto de a absorção de água da chamote ser superior à absorção de água da areia também não se revelou como parâmetro significativo nos resultados da porosidade das argamassas.

Relativamente às dimensões dos poros, nada pode ser referido pois não foram estudadas.

### **3.1.1.3 MASSA VOLÚMICA**

Os resultados do ensaio da determinação da massa volúmica das argamassas no estado seco estão indicados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Resultados do ensaio da determinação da massa volúmica das argamassas no estado seco

Provete	Massa Após Saturação (g)	Massa volúmica no estado seco (g/cm³)	Valor médio da massa volúmica no estado seco	
			em g/cm³	em kg/m³
AGPC <sup>SEC1</sup>	493,58	1,928	1,918	1918
AGPC <sup>SEC2</sup>	490,02	1,914		
AGPC <sup>SEC3</sup>	489,41	1,912		
ACPNC <sup>SEC1</sup>	508,84	1,988	1,990	1990
ACPNC <sup>SEC2</sup>	507,56	1,983		
ACPNC <sup>SEC3</sup>	512,16	2,001		
ACPNA <sup>SEC1</sup>	523,16	2,044	2,060	2060
ACPNA <sup>SEC2</sup>	531,19	2,075		
ACPNA <sup>SEC3</sup>	527,54	2,061		

No estado seco, a argamassa com menor massa por unidade de volume é a geopolimérica. Este resultado é condizente com a superior porosidade acessível (3.1.1.2). Relativamente às argamassas de CPN, a diferença de massa poderá dever-se ao facto de a areia ter uma massa volúmica superior à chamote, já que este se trata de argila cozida com superior porosidade. Os resultados do ensaio da determinação da massa volúmica das argamassas no estado saturado estão indicados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Resultados do ensaio da determinação da massa volúmica das argamassas no estado saturado

Provete	Massa Após Saturação (g)	Massa volúmica no estado saturado (g/cm³)	Valor médio da massa volúmica no estado saturado	
			em g/cm³	em kg/m³
AGPC <sup>SAT1</sup>	554,50	2,166	2,164	2164
AGPC <sup>SAT2</sup>	543,01	2,121		
AGPC <sup>SAT3</sup>	564,58	2,205		
ACPNC <sup>SAT1</sup>	564,94	2,207	2,204	2204
ACPNC <sup>SAT2</sup>	564,87	2,207		
ACPNC <sup>SAT3</sup>	562,78	2,198		
ACPNA <sup>SAT1</sup>	582,34	2,275	2,271	2271
ACPNA <sup>SAT2</sup>	584,86	2,285		
ACPNA <sup>SAT3</sup>	577,06	2,254		

No caso da massa volúmica no estado saturado, a tendência é a mesma relativamente ao estado seco. A argamassa com menor massa volúmica é a AGPC, seguida da ACPNC, e por fim, a ACPNA é a que possui maior massa volúmica. As razões apontadas para os resultados no caso do estado seco aplicam-se novamente para os resultados do caso saturado.

### **3.1.2 PROPRIEDADES MECÂNICAS**

#### **3.1.2.1 RESISTÊNCIA MECÂNICA**

##### **3.1.2.1.1 FLEXO-TRACÇÃO**

O tipo de rotura dos provetes geopoliméricos com 7 e 28 dias quando sujeitos ao ensaio de flexão foi semelhante ao tipo de rotura dos provetes de Cimento Portland (Figura 3.1). A separação das duas partes dava-se de forma repentina e nem sempre em duas partes iguais.



Figura 3.1 – Rotura da AGPC com 7 dias à flexão



Os resultados da resistência à tracção através do ensaio de flexão das argamassas estão indicados na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Resultados do ensaio de flexo-tracção das várias argamassas

Nº Proveite	Idade (dias)	Argamassa	Resistência à tracção - $f_t$ (kN)	Média - $f_{tm}$ (kN)	Desvio Padrão (kN)
1	7	AGPC	8,04	9,89	1,06
2			11,99		
3			9,84		
4			10,47		
5			9,95		
6			9,77		
7			10,06		
8			9,01		
9			9,85		
1	28	AGPC	12,99	10,54	1,46
2			11,53		
3			9,88		
4			9,61		
5			9,44		
6			8,84		
7			11,77		
8			9,14		
9			11,62		
1	28	ACPNC	8,51	8,45	0,58
2			7,706		
3			8,472		
4			8,73		
5			9,33		
6			7,71		
7			8,73		
1	28	ACPNA	6,78	6,62	0,34
2			6,32		
3			6,15		
4			6,68		
5			7,12		
6			6,87		
7			6,43		

Os resultados revelam que a argamassa que tem superior resistência à tracção (através do ensaio de flexão) é a argamassa geopolimérica com 28 dias de idade. Relativamente à argamassa com 7 dias,

observou-se um aumento de resistência de 6,6 % em termos de tensões médias.

Comparando a resistência das argamassas AGPC de 28 dias e ACPNC, que possuem a mesma idade e agregados, variando apenas o ligante, observa-se uma variação de 24,73% entre a menos e a mais resistente, em termos de tensões médias.

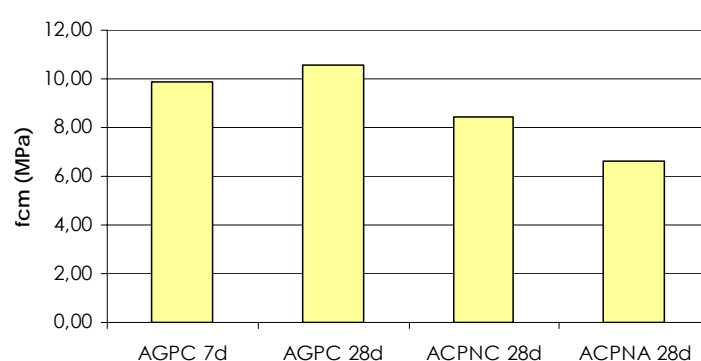


Figura 3.2 – Valores médios da resistência à tracção das 4 argamassas

A diferença nos resultados entre os dois tipos de argamassas de cimento poderá estar relacionada com a absorção de água por parte dos agregados. A chamote, sendo um agregado poroso, absorveu mais água do que a areia, de modo que a argamassa com aquele agregado foi sempre mais seca e mais difícil de trabalhar do que a argamassa com areia. A superior absorção de água por parte dos agregados terá provocado a diminuição da relação efectiva de água/cimento, e consequentemente o aumento da resistência da argamassa ACPNC.

A dispersão dos resultados de resistência à tracção é superior nas argamassas geopoliméricas do que nas argamassas de cimento. Isto

poderá estar relacionado com as condições de fabrico das argamassas. Apesar de se ter procurado misturar os constituintes sempre da mesma forma e com os mesmos tempos de mistura, as argamassas geopoliméricas poderão ser mais sensíveis às condições de mistura, moldagem e vibração.

Por outro lado, a cura à temperatura ambiente poderá propiciar uma maior dispersão nos resultados de todas as argamassas, já que fica dependente das variações de temperatura que se poderão fazer sentir no laboratório durante o dia e entre estações do ano, apesar de este ser um local onde se procure manter uma temperatura constante através de aquecimento/arrefecimento por meios mecânicos.

#### 3.1.2.1.2 COMPRESSÃO

O tipo de rotura à compressão dos provetes geopoliméricos deu-se do mesmo modo que os provetes de cimento Portland, tal como tinha acontecido na flexão. Na Figura 3.3 vê-se um provete de AGPC com 7 dias com uma configuração de rotura típica dos betões ou argamassas de CPN.



Figura 3.3 – Provetes de AGPC com 7 dias após rotura por compressão

Os resultados do ensaio de compressão estão indicados na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Resultados do ensaio de compressão das várias argamassas

Nº Provete	Idade (dias)	Argamassa	Resistência à compressão - $f_c$ (kN)		Média - $f_{cm}$ (kN)	Desvio Padrão (kN)
1	7	AGPC	65,69	60,16	63,41	4,71
2			66,64	65,70		
3			65,24	57,72		
4			64,14	60,11		
5			53,99	54,48		
6			69,25	67,50		
7			66,34	62,45		
8			67,75	59,77		
9			65,22	69,32		
1	28	AGPC	70,94	69,44	72,27	2,84
2			72,28	70,50		
3			77,50	72,58		
4			75,78	72,73		
5			77,56	72,26		
6			75,34	71,87		
7			74,21	69,00		
8			68,38	71,71		
9			69,54	69,23		
1	28	ACPNC	57,43	58,77	56,66	8,31
2			50,69	45,84		
3			48,6	48,44		
4			47,28	47,95		
5			61,76	61,84		
6			64,28	63,84		
7			70,75	65,72		
1	28	ACPNA	40,79	44,53	50,70	4,53
2			54,23	55,20		
3			51,90	52,11		
4			53,95	53,15		
5			49,40	54,15		
6			55,18	52,13		
7			48,50	44,63		

A Tabela 3.6 revela que a argamassa mais resistente à compressão foi a argamassa geopolimérica com 28 dias.

Tal como na tracção, observou-se igualmente um aumento de resistência à compressão entre a argamassa geopolimérica com 7 e 28 dias. O aumento foi de 8,86 MPa, o que significa uma variação de 14% em termos de tensões médias. Isto revela que a variação da resistência à compressão foi superior à variação da resistência à tracção entre as AGPC de 7 e 28 dias.

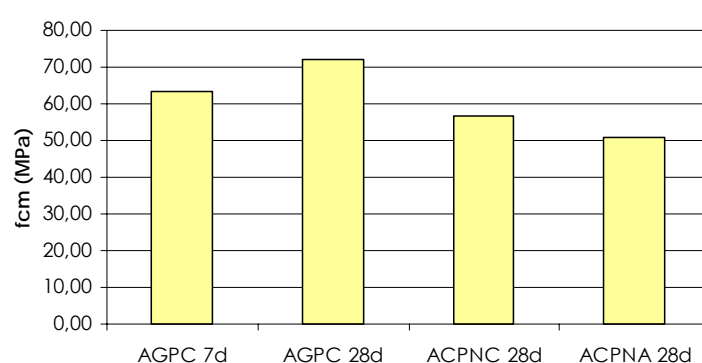


Figura 3.4 – Valores médios da resistência à compressão das 4 argamassas

A diferença entre a resistência à compressão da AGPC de 28 dias e a da ACPNC foi de 15,56 MPa, o que representa uma variação de 27,55%. Repare-se que essa variação é semelhante à variação dos resultados de tracção (24,73%).

Tal como na resistência à tracção, também a ACPC revelou superior resistência à compressão do que a outra argamassa de CPN. A razão para esse facto poderá ser a mesma apontada para o caso da tracção.

A dispersão de resultados no caso da resistência à compressão não segue o mesmo padrão da resistência à tracção, sendo que neste caso

o maior desvio padrão se dá no caso da ACPNC, e não nas argamassas geopoliméricas. A diferença entre a resistência à compressão máxima e mínima é de  $70,75 - 45,84 = 24,91$  MPa, o que poderá revelar deficiências na fabricação dos provetes menos resistentes, e que não foram detectadas no momento da fabricação.

A relação entre os valores médios de resistência à tracção e compressão no caso da AGPC com 7 dias é de 15,59%, no da AGPC de 28 dias é de 14,58 %, no da ACPNC é de 14,91 % e no da ACPNA 13,06 %. Entre as argamassas geopoliméricas e a de CPN com chamote encontra-se semelhança de valores. Este resultado parece indicar que a ligação entre agregados e matriz ligante não será significativamente superior no caso da argamassa geopolimérica, ao contrário do que a bibliografia indica.

Comparando a argamassa de CPN com areia com a de CPN com chamote, vê-se que aquela apresentou um valor ligeiramente inferior. Este facto poderá ser mais um indicador de que a superior absorção de água por parte da chamote terá melhorado a interface entre os agregados e a matriz cimentícia.

### **3.1.2.1.3 MÓDULO DE ELASTICIDADE**

#### **3.1.2.1.3.1 Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho**

O tipo de carregamento da Figura 2.8 conduziu aos resultados indicados na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Valores do Módulo de Elasticidade determinados experimentalmente na U.M.

Argamassas	E (GPa)	E <sub>m</sub> (GPa)
AGPC	18,87	19,10
	17,18	
	21,25	
ACPNC	*	25,04
	24,12	
	25,95	
ACPNA	24,56	23,58
	22,97	
	23,22	

\* - Valor inválido

Os resultados apontam para que a argamassa geopolimérica possua um Módulo de Elasticidade inferior às de CPN.

A ACPNC possui um M.E. superior à de ACPNA, o que é coerente com tendência conhecida de uma argamassa (ou betão) de resistência mecânica superior possuir um M.E. superior (apesar de neste caso as argamassas terem agregados de diferente natureza).

### 3.1.2.1.3.2 Laboratório de Betões da Hidrorumo (E.D.P.)

Os ensaios realizados no L.B.H ditaram os resultados da Tabela 3.8.

Tabela 3.8 – Valores do Módulo de Elasticidade determinados experimentalmente no L.B.H

Argamassas	E (GPa)	E <sub>m</sub> (GPa)
AGPC 7d	17,77	17,65
	17,52	
AGPC 28d	22,32	20,93
	19,54	

Esses resultados indicam que existe uma diferença clara entre uma AGPC com 7 dias à temperatura ambiente e uma com 28 dias à mesma temperatura. Isto leva a crer que se a AGPC do ensaio na U.M. possuísse uma idade de 28 dias e não de 7 como foi o caso, talvez os valores de M.E. se aproximassem mais dos valores de M.E. das argamassas de CPN.

Os resultados seguem assim a tendência evidenciada por outros investigadores, de que os geopolímeros possuam um valor do Módulo de Elasticidade inferior relativamente ao CPN, apesar do superior valor de resistência mecânica.

## **3.2 RESISTÊNCIA AO FOGO**

### **3.2.1 RESISTÊNCIA MECÂNICA DAS ARGAMASSAS A ALTAS TEMPERATURAS**

#### **3.2.1.1 ARGAMASSA GEOPOLIMÉRICA**

Os resultados do ensaio de sujeição de três provetes secos e três provetes saturados de argamassa geopolimérica a 900° durante 2 horas estão indicados na Tabela 3.9. Os provetes AGPC<sup>SEC</sup> foram secos em estufa, os provetes AGPC<sup>SAT</sup> foram saturados em água e os provetes AGPC<sup>CON</sup> ficaram ao ar livre para servir de controlo.



Tabela 3.9 – Resultados do ensaio da sujeição da argamassa AGPC a 900 °C durante 2 horas

Provete	Massa com 7 dias (g)	Massa antes da entrada na mufla (g)	Massa após 2 horas a 900 °C (g)	Resistência Mecânica						
				Flexo-tracção			Compressão			
				f <sub>i</sub> (MPa)	Média f <sub>tm</sub> (MPa)	Resist. Residual (%)	f <sub>c</sub> (MPa)		Média f <sub>cm</sub> (MPa)	Resist. Residual (%)
AGPC <sup>SEC1</sup>	550,62	493,58	474,83	4,77	5,76	58,0 %	36,72	26,74	31,31	51,6%
AGPC <sup>SEC2</sup>	547,05	490,02	471,44	7,06			33,99	28,34		
AGPC <sup>SEC3</sup>	546,65	489,41	470,78	5,44			35,34	26,74		
AGPC <sup>SAT1</sup>	550,16	554,5	470,11	6,67	6,77	68,2 %	29,68	33,07	30,65	50,5%
AGPC <sup>SAT2</sup>	538,1	543,01	460,14	6,94			28,84	31,81		
AGPC <sup>SAT3</sup>	558,82	564,58	478,3	6,70			29,03	31,46		
AGPC <sup>CON1</sup>	548,9	-	-	9,95	9,93	100 %	43,96	53,48	60,66	100 %
AGPC <sup>CON2</sup>	550,2	-	-	9,77			69,29	67,91		
AGPC <sup>CON3</sup>	544,56	-	-	10,06			65,65	63,69		

A perda de resistência dos provetes sujeitos a 900 °C durante 2 horas foi superior no caso da compressão.

Através de inspecção visual, observaram-se fissuras de pequena espessura e comprimento em toda a superfície dos provetes sujeitos às elevadas temperaturas, tal como a mostra Figura 3.5. A imagem da direita foi obtida por aumento da ampliação e do contraste, de modo a que as fissuras sejam facilmente identificadas.

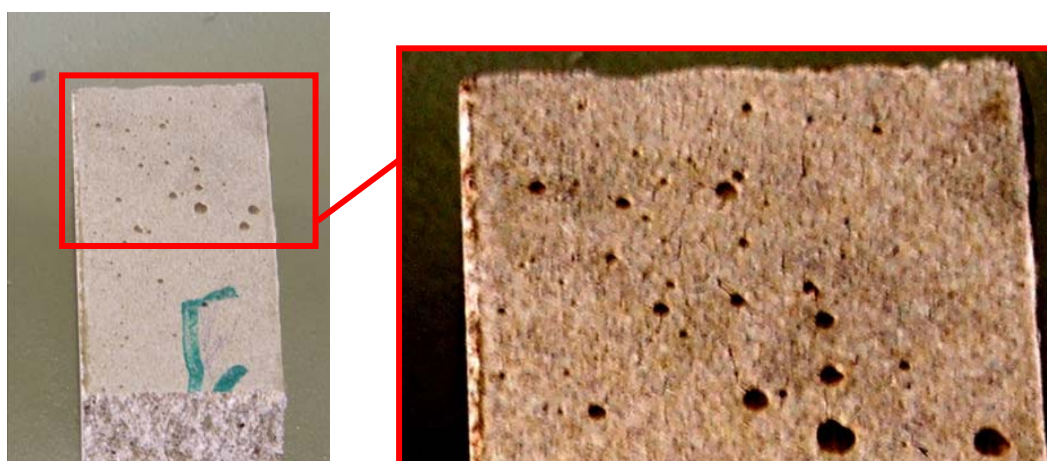


Figura 3.5 – Pequenas fissuras visíveis (para além da porosidade) na superfície da AGPC<sup>SAT1</sup>

Na Figura 3.6 vê-se a tonalidade mais escura do provete AGPC<sup>SAT1</sup>, que foi sujeito a elevadas temperaturas, quando comparado com um de controlo AGPC<sup>CON9</sup>. É de realçar a uniformidade da tonalidade do provete AGPC<sup>SAT1</sup> em toda a secção transversal, o que poderá ser um indicador que as duas horas de exposição foram suficientes para que a elevada temperatura se fizesse sentir em toda a secção.



Figura 3.6 – Diferença de tonalidade entre a argamassa de controlo AGPC<sup>CON9</sup> e a AGPC<sup>SAT1</sup>

As características do provete AGPC<sup>SAT1</sup> após a sujeição a elevadas temperaturas descritas até agora estendem-se a todos os outros provetes, incluindo os que tinham sido secos antes de entrarem na mufla. A Figura 3.7 mostra uma uniformidade na aparência de todos os provetes após a saída da mufla.

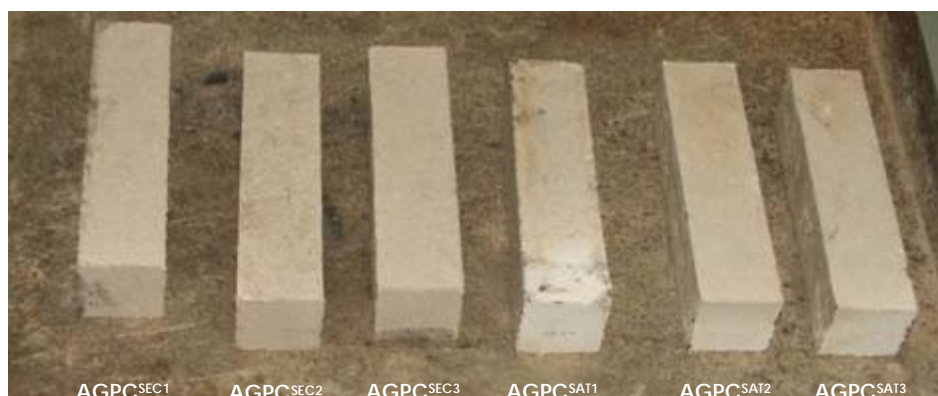


Figura 3.7 – Provetes de AGPC após a sujeição a elevadas temperaturas

### 3.2.1.2 ARGAMASSA DE CIMENTO PORTLAND COM CHAMOTE

Na Tabela 3.10 estão indicados os valores da resistência residual da argamassa ACPNC depois de sujeitos a 900 °C durante 2 horas.

Tabela 3.10 – Resultados do ensaio da sujeição da argamassa ACPNC a 900 °C durante 2 horas

Provete	Massa com 28 dias (g)	Massa antes da entrada na mufla (g)	Massa após 2 horas a 900 °C (g)	Resistência Mecânica						
				Flexo-tracção			Compressão			
				f <sub>t</sub> (MPa)	Média f <sub>m</sub> (MPa)	Resist. Residual (%)	f <sub>c</sub> (MPa)	Média f <sub>cm</sub> (MPa)	Resist. Residua (%)	
ACPNC <sup>SEC1</sup>	550,23	508,84	472,5	1,80	1,97	22,9%	13,28	14,15	14,90	23,0%
ACPNC <sup>SEC2</sup>	549,66	507,56	471,38	1,90			13,49	14,29		
ACPNC <sup>SEC3</sup>	554,55	512,16	476,8	2,21			17,61	16,58		
ACPNC <sup>SAT1</sup>	559,37	564,94	480,24	2,33	2,07	24,1%	15,86	14,31	14,80	22,9%
ACPNC <sup>SAT2</sup>	559,63	564,87	479,38	1,80			14,64	13,84		
ACPNC <sup>SAT3</sup>	556,59	562,78	478,34	2,08			15,28	14,84		
ACPNC <sup>CON1</sup>	553,78	-	-	9,33	8,59	100 %	61,76	61,84	64,70	100 %
ACPNC <sup>CON2</sup>	556,12	-	-	7,71			64,28	63,84		
ACPNC <sup>CON3</sup>	549,13	-	-	8,73			70,75	65,72		

Ao contrário do que sucedeu com a argamassa geopolimérica, após a sujeição às elevadas temperaturas, os provetes de ACPNC que tinham sido previamente saturados possuíam uma aparência diferente dos provetes previamente secos. Como mostra a Figura 3.8, esses provetes tinham cor mais clara devido à existência de um pó na superfície dos provetes de cor esbranquiçada.

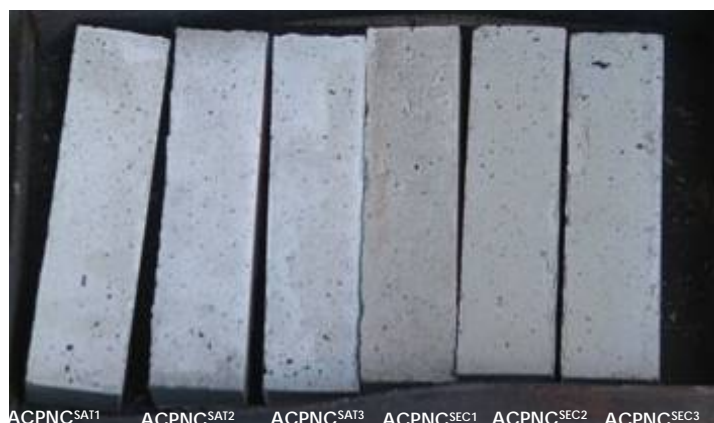


Figura 3.8 – Provetes de ACPNC após a sujeição a elevadas temperaturas

Em termos de secção transversal, analisando a Figura 3.9 pode ver-se que os provetes sujeitos a elevadas temperaturas (a) e b)) possuem um aspecto mais pulverulento do que o provete de controlo. A superfície desses provetes apresentava poucas fissuras visíveis.



Figura 3.9 – Provetes de ACPNC depois da sujeição a elevadas temperaturas e do ensaio de flexão

### 3.2.1.3 ARGAMASSA DE CIMENTO PORTLAND COM AREIA

Os resultados do ensaio da argamassa ACPNA estão indicados da Tabela 3.11.

Tabela 3.11 – Resultados do ensaio da sujeição da argamassa ACPNA a 900 °C durante 2 horas

Provete	Massa com 28 dias (g)	Massa antes da entrada na mufla (g)	Massa após 2 horas a 900 °C (g)	Resistência Mecânica						
				Flexo-tracção			Compressão			
				f <sub>t</sub> (MPa)	Média f <sub>tm</sub> (MPa)	Resist. Residual (%)	f <sub>c</sub> (MPa)		Média f <sub>cm</sub> (MPa)	Resist. Residual (%)
ACPNA <sup>SEC1</sup>	572,89	523,16	485,56	0,63	0,57	8,9%	4,16	3,84	3,38	6,4%
ACPNA <sup>SEC2</sup>	574,82	531,19	492,78	0,58			3,24	3,48		
ACPNA <sup>SEC3</sup>	569,42	527,54	489,24	0,50			2,77	2,76		
ACPNA <sup>SAT1</sup>	565,52	582,34	491,33	0,83	0,78	12,2%	4,58	4,29	4,83	9,2%
ACPNA <sup>SAT2</sup>	574,29	584,86	493,52	0,85			4,71	5,01		
ACPNA <sup>SAT3</sup>	570,73	577,06	489,97	0,68			5,10	5,30		
ACPNA <sup>CON1</sup>	555,47			6,21	6,41	100 %	54,26	52,29	52,64	100 %
ACPNA <sup>CON2</sup>	556,96			6,15			51,51	51,22		
ACPNA <sup>CON3</sup>	562,68			6,88			54,26	52,29		



Tal como aconteceu nos provetes de ACPNC, também os provetes de ACPNA saturados antes da entrada na mufla tinham um depósito de pó esbranquiçado na sua superfície que lhes conferia uma cor mais clara (Figura 3.10)



Figura 3.10 – Provetes de ACPNA após a sujeição a elevadas temperaturas

Na Figura 3.11 são visíveis o elevado número de fissuras na superfície dos provetes b) e c). Tal como os provetes de ACPNC, apresentam um aspecto pulverulento e facilmente se desagregam.

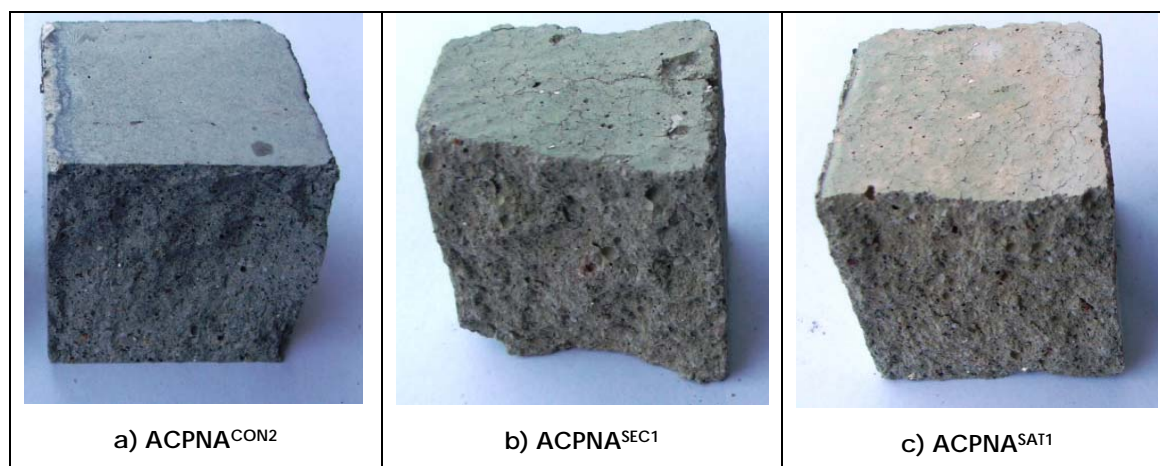
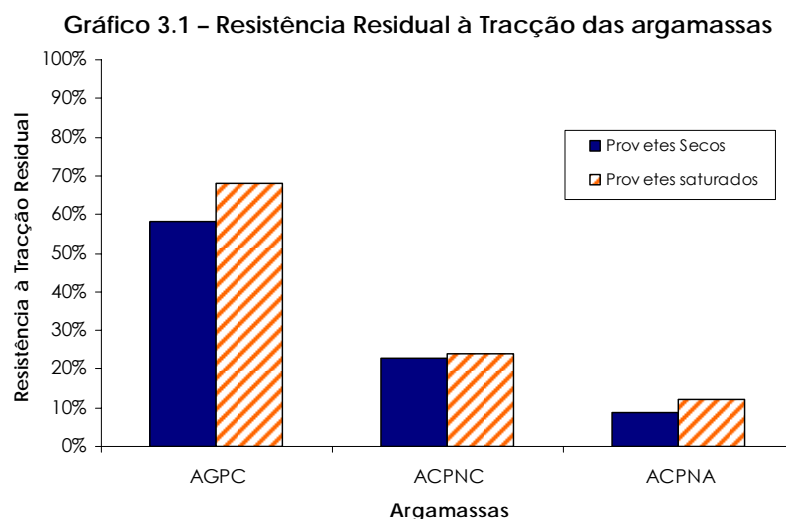


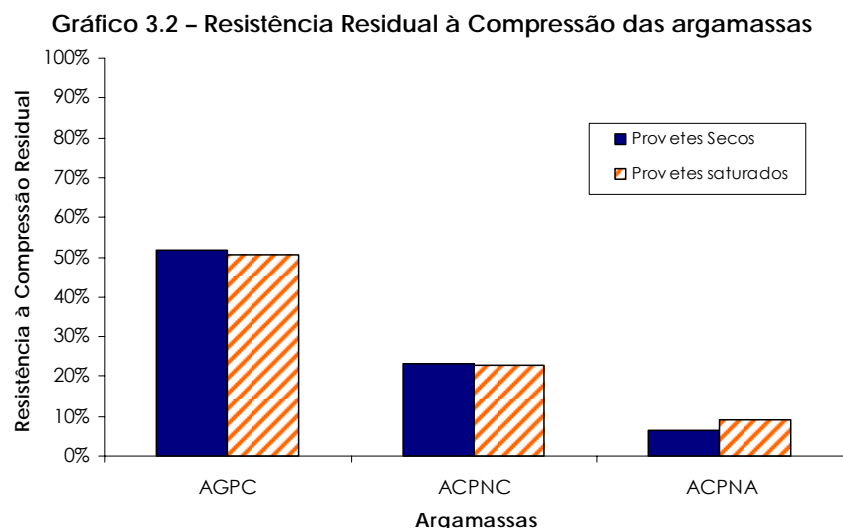
Figura 3.11 – Provetes de ACPNA depois da sujeição a elevadas temperaturas e do ensaio de flexão

#### 3.2.1.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os Gráficos 3.1 e 3.2 resumem os resultados atrás mencionados. Como se pode ver, a argamassa geopolimérica é a que possui maior resistência residual depois de sujeita a 900 °C durante 2 horas, tanto na compressão como na tracção.



Comparativamente com a argamassa de CPN fabricada com os mesmos agregados (ACPNC), a AGPC apresentou sempre uma percentagem de resistência residual superior ao dobro da percentagem que aquela argamassa revelou. Estes resultados estão de acordo com aquilo que vem referido na bibliografia relativamente à superior capacidade de resistência a elevadas temperaturas das argamassas ou betões geopoliméricos quando comparados com o CPN.



A ACPNA revelou a pior resistência à compressão e tracção residual dos três tipos de argamassa. Este resultado é consistente com a aparência que os provetes de ACPNA apresentavam depois da sujeição a elevadas temperaturas. Comparando com a ACPNC, aqueles apresentavam uma maior fissuração e uma maior tendência para se desagregarem. Este facto poderá dever-se à maior estabilidade química e dimensional dos agregados de chamote quando sujeitos a elevadas temperaturas comparativamente com a areia granítica.

Em nenhum dos provetes se verificou a ocorrência de destacamento explosivo. A elevada porosidade das argamassas (ver 3.1.1.2), assim como o lento aquecimento da mufla (quando comparado com a curva de aquecimento-tipo) terão permitido a saída da água do interior dos provetes sem explosão. Para além da existência de um pó esbranquiçado nos provetes de CPN saturados, a água de saturação não provocou um impacto significativo nas resistências residuais de nenhuma das argamassas. O pó à superfície poderá ter sido transportado em solução na água desde o interior dos provetes.

O comportamento do CPN em termos de resistência mecânica residual foi superior àquilo que se estava à espera, pois de acordo com a bibliografia, 800 °C é o valor máximo que este material aguenta sem total perda de resistência (ver 1.3.3.2). Isso poderá indicar que a temperatura real na mufla não fosse de 900 °C, mas sim um pouco inferior. Para além disso, poderão existir outros factores que tenham interferido no processo e que não estão identificados.

### 3.2.2 ISOLAMENTO TÉRMICO

O ensaio preliminar, para avaliar a fiabilidade do método de ensaio a), após a estabilização das temperaturas em cada uma das sondas, sendo a temperatura lida no termómetro da mufla de 400 °C, revelou que:

- A temperatura medida pelas sondas T1s e T4s tinham uma diferença de cerca de 40 °C entre si. Como ambas as sondas mediam a temperatura na face externa da placa, esta diferença indica que não havia uniformidade no aquecimento da placa ao longo da sua superfície.
- O valor medido pela sonda T3i no alinhamento da face interior da placa estabilizou perto dos 200 °C, ou seja, a uma temperatura de cerca de metade da que se deveria verificar no interior da mufla.
- De modo a medir a temperatura real do ar da mufla, introduziu-se uma sonda até ao interior daquela, a cerca de metade da distância entre a placa e o fundo da mufla. A temperatura lida foi de cerca de 340 °C, ou seja, 60 °C menos do que deveria ter.



Com base nestes resultados, considerou-se que o esquema de ensaio montado não oferecia condições para medir a capacidade de isolamento térmico da placa, já que não havia uniformidade no aquecimento desta, e a temperatura indicada no termómetro da mufla não coincidia com a temperatura real no seu interior.

A razão para a falta de uniformidade das temperaturas no interior da mufla e consequentemente na placa de argamassa, assim como o inferior valor relativamente à temperatura lida no termómetro, poderá dever-se às elevadas perdas de calor através do contorno da placa, pois esta oferece menor isolamento do que a porta original da mufla. Para além disso, sabe-se que o termómetro da mufla está colocado ao fundo da mesma e portanto não acompanha o abaixamento de temperatura desde o ponto onde está colocado até ao extremo oposto da mufla.

Os resultados do ensaio de determinação da temperatura na face oposta à da incidência de uma chama de 950 °C sobre uma placa de 2,2 cm de espessura, estão indicados na Figura 3.12.

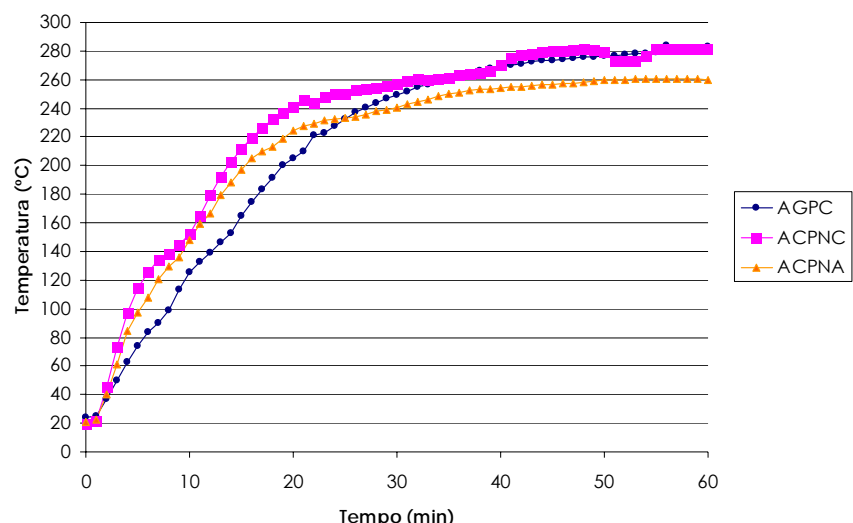


Figura 3.12 – Temperaturas sentidas na face oposta à da incidência de uma chama de 950 °C

Estes resultados indicam que até cerca de 24 minutos desde o início da aplicação da chama, a AGPC foi a argamassa que conferiu superior isolamento térmico. A partir desse momento a ACPNA passou a desempenhar esse papel.

Comparando a AGPC com a ACPNC, vê-se pela Figura 3.12 que após o 32º minuto, ambas possuíam a mesma temperatura na face oposta à da chama, mantendo-se essa situação quase inalterada até ao final do ensaio. No entanto, a evolução das temperaturas até aquele momento foi mais lenta na AGPC.

Seria de esperar que a chamote conferisse às argamassas melhor isolamento térmico devido à sua porosidade e propriedades refractárias, mas os resultados indicam que a argamassa de ACPNA isolou melhor do que a ACPNC ao longo de todo o ensaio. Não se encontrou nenhuma razão para justificar este comportamento. De modo a despistar possíveis erros na execução do ensaio, este foi repetido e os resultados foram muito semelhantes aos primeiros.

### 3.3 IMPACTO

O impacto da esfera de aço sobre as placas de argamassa provocava a aparecimento de uma calota esférica cujo diâmetro estava naturalmente relacionado com a altura de queda da esfera. Na Figura 3.13 está representado o efeito que os impactos da esfera produziam na placa de ACPNC (1º ensaio). O efeito sobre as outras placas foi semelhante a este.

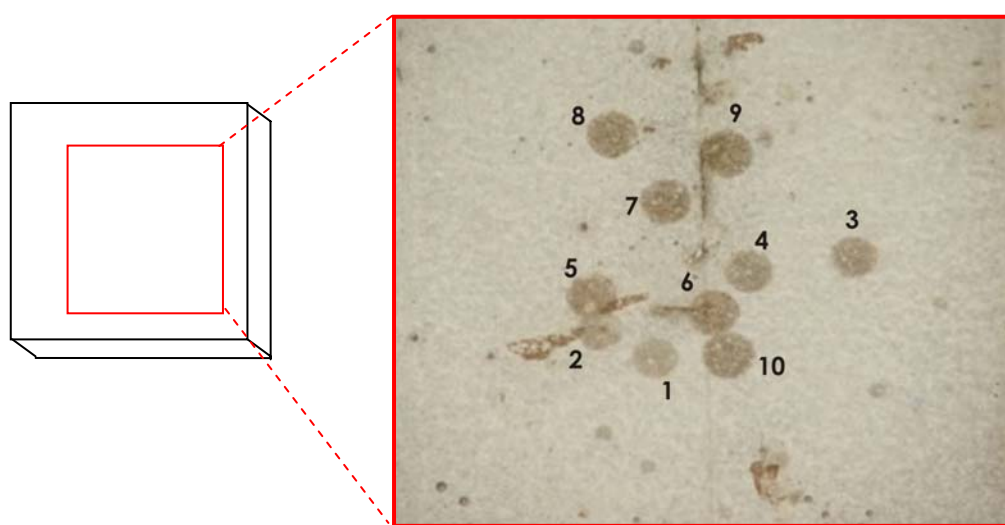


Figura 3.13 – Efeito do impacto da esfera de aço na placa de ACPNC<sub>1</sub> após 10 quedas e respectivo enquadramento geométrico da área fotografada na placa

A numeração corresponde às seguintes alturas de queda:

Tabela 3.12 – Correspondência entre a numeração dos impactos e a altura de queda da esfera

Nº de impacto	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Altura de queda (m)	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8

A altura para a qual se deu a rotura para cada uma das argamassas está indicada na Tabela 3.13.

Tabela 3.13 – Resultados do ensaio de queda da esfera de aço

Provete	Altura de queda que provocou a rotura da placa (m)	
	1º Ensaio	2º Ensaio
AGPC	1,6	1,9
ACPNC	1,9	1,5
ACPNA	1,5	1,5

Como se pode ver pelos valores indicados na Tabela 3.13, a placa de AGPC teve um desempenho semelhante ao da placa de ACPNC. A argamassa com menor resistência ao impacto da esfera foi a ACPNA.

Após cada impacto, ambas as faces das placas eram analisadas através da inspecção visual e com o auxílio de um microscópio portátil para averiguar o aparecimento de fissuras ou destacamento.

Os únicos danos observados nas placas após cada impacto (para além das calotas), foi algum esboroamento da parte em contacto com o suporte, ou seja, na zona dos apoios.

Não se verificou o aparecimento de nenhuma fissura ou destacamento na zona mais central das placas, em nenhuma das faces. A rotura dava-se de forma brusca, sem que as placas dessem qualquer indício que a rotura estaria próxima.

## CAPÍTULO 4

---

# DIMENSIONAMENTO DO *SAFEROOM*



#### 4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Por questões práticas, o material estudado neste trabalho foi uma argamassa geopolimérica e não um geobetão. No entanto, no caso de um *saferoom* vir a ser construído à escala real, o material a empregar seria um geobetão. Admitindo que o adicionamento de agregados grossos não alteraria significativamente as propriedades do material, neste capítulo considerar-se-á que o material empregue no *saferoom* é um geobetão com as características reveladas nos capítulos anteriores, ou seja, de uma argamassa geopolimérica.

A abordagem que foi adoptada neste trabalho para proceder ao dimensionamento do *saferoom* com o material geopolimérico é a de aproveitar o conhecimento e experiência no dimensionamento de estruturas de betão fabricado com cimento Portland, já que as características mecânicas dos dois materiais são semelhantes.

Da mesma maneira que o aço é utilizado em conjunto com o betão para formar o chamado betão armado, também se considera o uso de armaduras em conjunto com o geobetão, obtendo-se assim um "geobetão armado". Consegue-se portanto conjugar a boa resistência à compressão do geobetão com a boa resistência à tracção do aço.

É de notar que tal como acontece nos betões CPN, o meio envolvente das armaduras no caso de betões geopoliméricos é altamente alcalino, o que promove a passivação das armaduras, protegendo-as da corrosão. No entanto, uma eventual superior porosidade dos betões geopoliméricos em relação aos de CPN, como acontece com aqueles

utilizados neste trabalho, poderá permitir uma maior penetração de agentes agressivos, em particular os cloretos, que são os mais prejudiciais às armaduras.

A aderência das armaduras ao betão geopolimérico usado neste trabalho não foi estudada. No entanto, existem estudos nesta área, como é o exemplo de Palomo [34] e Teixeira Pinto [104], revelam uma boa aderência, chegando mesmo a haver resultados de superior aderência no caso de betão geopolimérico do que o betão fabricado com Cimento Portland normal. A única indicação de que a aderência entre o betão geopolimérico usado neste trabalho e as armaduras será elevada, foi dada através da grande dificuldade em retirar os provetes de moldes metálicos, apesar de untados com óleo de descofragem. No entanto, para o cálculo de comprimentos de amarração das armaduras do *saferoom*, considera-se que a aderência é semelhante à do betão normal e seguem-se as indicações referidas nos códigos de dimensionamento.

A análise económica da construção de um *saferoom* em betão geopolimérico não foi abordada neste trabalho.

O dimensionamento interno será feito recorrendo a um programa de cálculo automático correntemente usado para dimensionamento de estruturas de betão CPN armado, que é o CYPE, versão 2003.

O *saferoom* a dimensionar será de tamanho pequeno, e calculado para resistir às condições de dimensionamento mais gravosas.



## 4.2 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

A função de um *saferoom* é a de proteger os seus ocupantes durante uma tempestade violenta. O local para a instalação deste tipo de abrigo pode ser o interior das habitações ou ficar anexado a estas. A base onde o *saferoom* for instalado ou construído, (caso seja do tipo pré-fabricado ou construído *in-situ* respectivamente), deve estar adequadamente preparada. Presume-se assim que o *saferoom* seja edificado sobre uma base sólida (por exemplo uma laje de betão) e que a estrutura do edifício que o recebe tenha resistência suficiente para suportar o seu peso.

O dimensionamento do *saferoom* será portanto independente das fundações e terão que se verificar os seguintes critérios [45]:

- Resistência ao derrube;
- Resistência ao deslizamento;
- Resistência ao levantamento;
- Resistência ao impacto de “mísseis” trazidos pelo vento;

De modo a evitar a dependência de algum tipo de amarração à base, a resistência ao derrube, deslizamento e levantamento deve ser verificada apenas à custa do peso próprio do *saferoom*.

A resistência ao fogo deve ser definida como o intervalo de tempo durante o qual o *saferoom* ou os seus elementos conseguem assegurar face à combinação de acções em que figura a acção do fogo, suficiente capacidade resistente e de compartimentação.

De acordo com a FEMA [45], a acção que condiciona o dimensionamento de elementos (paredes e cobertura) de um *saferoom* de pequenas dimensões é o impacto de um “míssil” transportado pelo vento. Só no caso de *saferooms* médios ou grandes os elementos terão vãos suficientes para que a acção da pressão do vento seja condicionante.

Resumindo, o dimensionamento da espessura dos elementos será feito com base nos critérios de resistência ao impacto de “mísseis” e também no peso que o *saferoom* deverá ter para resistir em termos de estabilidade global a todas as acções combinadas.

Para definir a forma geométrica do *saferoom* foi efectuado um pequeno estudo de optimização.

#### 4.3 OPTIMIZAÇÃO DAS DIMENSÕES EXTERIORES DO SAFEROOM

O campo da optimização de uma estrutura pode ser alargado a toda a estrutura, e isso implica optimização de secções transversais, de espessuras, de forma, da localização de acções, de materiais, de topologia [105]. No presente trabalho, a optimização passará apenas pela questão da forma já que os outros factores estão definidos à partida e as espessuras serão dimensionadas com base no estudo da resistência em termos de estabilidade global e ao impacto.

Como método de optimização, e dada a simplicidade estrutural do *saferoom*, optou-se por um método simples em que se fez variar um parâmetro fixando todos os outros, e estudando o efeito dessa variação

na segurança do conjunto. Para além de otimizar a forma do *saferoom*, este processo teve como objectivo avaliar de que forma a variação das dimensões exteriores da estrutura influenciava a estabilidade global.

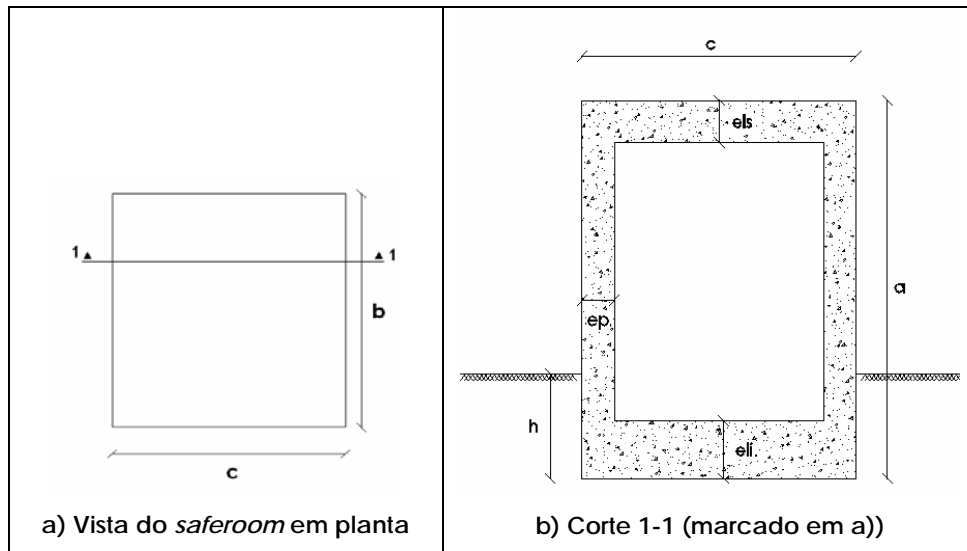


Figura 4.1 – Desenho esquemático das dimensões de um *saferoom*

O que se pretendeu com o estudo de optimização foi definir qual a relação entre as dimensões exteriores ( $a$ ,  $b$  e  $c$  da Figura 4.1) que proporciona a máxima estabilidade. Para fazer variar apenas esses parâmetros fixou-se os restantes nomeadamente, a espessura das paredes ( $e_p$ ), a espessura da laje superior ( $e_{ls}$ ), a espessura da laje inferior ( $e_{li}$ ), a altura enterrada ( $h$ ) e as pressões do vento. Os valores atribuídos a estes parâmetros não seriam os finais (pois a sua determinação definitiva depende da forma do *saferoom*), mas foram arbitrados com base na razoabilidade e no sentido da máxima aproximação aos valores finais.

Começou-se por estudar qual a relação entre  $b$  e  $c$  que poderá conduzir a uma maior estabilidade do conjunto. Para isso, além dos

parâmetros fixados anteriormente, também se fixou a altura do *saferoom* (a) e o lado menor (c).

Considerou-se o lado b como o lado maior e portanto sobre o qual a incidência do vento será mais gravosa. Na Figura 4.2 está representada a evolução dos Factores de Segurança ao Deslizamento ( $F_{est}/F_{des}$ ) e Derrubamento ( $M_{est}/M_{der}$ ) para os vários valores de b/c (entre 1 e 2).

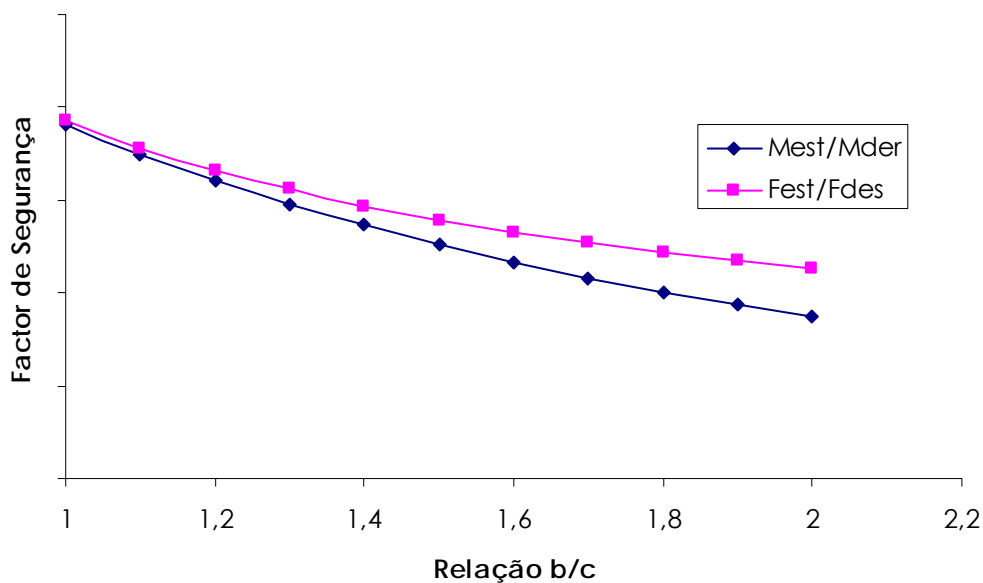


Figura 4.2 – Efeito da variação da relação b/c sobre o Factor de Segurança ao Derrube a ao Deslizamento

Os valores do Factor de Segurança não são apresentados nas Figuras 4.2 e 4.3 pois decorrem dos valores arbitrados para os parâmetros variáveis, e o que interessa é observar a sua evolução em termos qualitativos.

A diminuição do declive das curvas da Figura 4.2 à medida que a relação b/c aumenta, indica que a influência desse aumento sobre a

diminuição do Factor de Segurança ao Derrube e Deslizamento é maior nas proximidades de  $b/c = 1$ , e vai diminuindo para valores superiores.

Como se pode observar através da mesma figura, a relação  $b/c$  que propicia maior segurança é igual a 1, ou seja, valores de  $b$  e  $c$  iguais. O *saferoom* deve ser por isso quadrangular em planta.

Relativamente à relação entre a altura do *saferoom* e a largura, procedeu-se do mesmo modo mas agora variando  $a$  e fixando  $b$  e  $c$ , tendo estes dois parâmetros valores iguais.

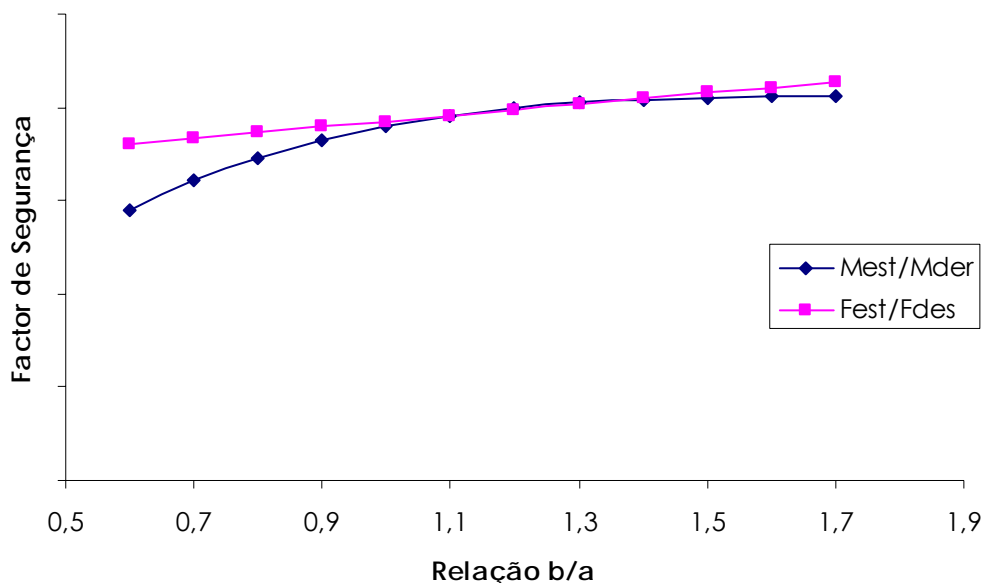


Figura 4.3 – Efeito da variação da relação  $b/a$  sobre o Factor de Segurança ao Derrube e ao Deslizamento

A Figura 4.3 indica que o aumento da relação  $b/a$  aumenta a estabilidade do conjunto quer em termos de derrube como de deslizamento. Assim, quanto menor for a altura do *saferoom*, maior a estabilidade. Existe no entanto um limite mínimo para a altura do

*saferoom* que tem a ver com a necessidade de garantir um pé direito mínimo no interior do abrigo.

Os declives das curvas da Figura 4.3, indicam que o aumento do valor de  $a$  (diminuição da relação  $b/a$ ), tem maior influência sobre a segurança ao Derrube do que sobre a segurança ao Deslizamento, já que o declive de  $F_{est}/F_{der}$  mantém-se praticamente constante ao longo da variação de  $a$ , enquanto que o declive de  $M_{est}/M_{der}$  decresce rapidamente com a diminuição da altura do *saferoom*.

Tal como referido em 1.3.4, um abrigo pequeno deverá ter no máximo 14,16 m<sup>3</sup>. Se a forma exterior adoptada para o *saferoom* for a de um cubo, o valor da aresta máximo será de aproximadamente 2,4 m.

Uma altura exterior de 2,4 m é suficiente para garantir um pé direito aceitável no interior do *saferoom* e baixar muito desse valor pode tornar-se desconfortável para os ocupantes.

A forma cúbica com 2,4 m de aresta parece cumprir assim as orientações retiradas do estudo de optimização das dimensões exteriores do *saferoom*.

#### 4.4 DESCRIÇÃO GERAL DO SAFEROOM

Em termos estruturais, o *saferoom* é uma estrutura simples, como que uma caixa constituída por elementos resistentes, nomeadamente quatro paredes, uma laje de cobertura e outra térrea. Apresenta uma disposição quadrada em planta.

Possuirá uma entrada com dimensões mínimas de 80 cm de largura por 2,0 m de altura. A porta deverá possuir uma grande resistência a elevadas pressões, como as geradas por vento de altas velocidades, e também uma elevada resistência ao impacto. De modo nenhum esta porta deve fissurar ou quebrar com o impacto de um objecto, como um “míssil” projectado por um tornado, porque poria seriamente em risco a segurança dos utilizadores. Assim, deve verificar os critérios de resistência ao impacto indicados em 1.3.2.4. Por outro lado, deve funcionar como barreira corta-fogo para o caso de ocorrência de incêndio no exterior. A porta deve ser de correr para permitir a sua abertura, caso detritos se tenham acumulado no exterior do *saferoom*.

A ventilação do *saferoom* deve garantir aos ocupantes o fornecimento de oxigénio, sem no entanto permitir a entrada de objectos transportados pelos ventos de elevada velocidade.

A Figura 4.4 representa um modelo tridimensional do *saferoom* feito por software CAD e serve para dar uma ideia do seu aspecto final.

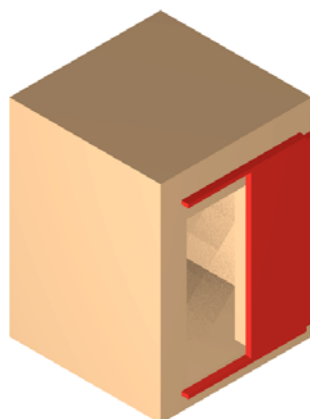


Figura 4.4 – Modelo tridimensional do *saferoom*

A utilização prevista para um *saferoom* é a de um abrigo para situações de emergência como um tornado, furacão ou até incêndio, Não está preparado para uma utilização muito prolongada, nem para servir de habitação, e por isso não deve ser usado como tal.

Tal como referido em 1.3.4, para a quantificação e combinação de acções, usar-se-ão referências como a norma ASCE 7-02 [64], o guia FEMA nº 320 [45], o guia FEMA nº 361 [56] e a proposta de norma para dimensionamento de abrigos da NSSA [63].

## 4.5 QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES

### 4.5.1 ACÇÕES PERMANENTES

#### 4.5.1.1 PESO PRÓPRIO

O peso próprio do *saferoom* determina-se multiplicando o peso volúmico do geobetão pelo volume que o material ocupa. No dimensionamento desprezar-se-á o peso próprio dos componentes acessório como portas ou sistema de ventilação.

Os regulamentos indicam que o peso volúmico do betão de densidade normal é de 24 kN/m<sup>3</sup> e do betão armado de 25 kN/m<sup>3</sup>. De acordo com o Eurocódigo 1 - Parte 1-1 [106], o valor característico para o peso volúmico é o valor médio. Para além disso, a mesma norma refere que aquele valor (24 kN/m<sup>3</sup>) foi determinado com base na massa volúmica no estado seco. Assim, o valor característico do peso volúmico do betão diz respeito ao valor médio do peso volúmico no estado seco.



No caso da argamassa geopolimérica em estudo, o valor médio da massa volúmica no estado seco é de 1918 kg/m<sup>3</sup> (ver 3.1.1.3), e portanto o peso volúmico característico será de:

$$\gamma_k = 1918 \times 0,00981 = 18,8 \text{ kN/m}^3 \approx 19 \text{ kN/m}^3$$

Sendo que os agregados grossos desempenham um papel importante no peso volúmico de um betão, será de esperar que se em vez de uma argamassa se estivesse a empregar um betão, o valor de massa volúmica fosse superior. Do ponto de vista da estabilidade do *saferoom*, o peso desempenha um papel crucial na resistência ao deslizamento, derrubamento e levantamento. Assim, considerar um valor mais baixo para o peso próprio da estrutura é estar do lado da segurança.

Tal como referido anteriormente, o peso volúmico do betão armado é de 25 kN/m<sup>3</sup>, que resulta da adição de 1 kN/m<sup>3</sup> ao valor característico do betão para ter em conta o peso das armaduras. Se o mesmo raciocínio for feito em relação ao geobetão, então o peso volúmico do geobetão armado será de 20 kN/m<sup>3</sup>.

## 4.5.2 ACÇÕES VARIÁVEIS

### 4.5.2.1 VENTO DE ELEVADA VELOCIDADE

De acordo com a Figura 1.30, o valor mais elevado de velocidade do vento para efeitos de dimensionamento, será o da zona IV, que vale 250 mph, ou seja, cerca de 400 km/h. Este valor foi determinado para uma

rajada de vento de 3 segundos de duração. Este será o valor de velocidade do vento a considerar no presente trabalho.

No entanto, as pressões do vento sobre as estruturas não dependem só da velocidade do vento. Outros factores como a topografia, a geometria do edifício, a altitude, o tipo de exposição (correspondente à rugosidade aerodinâmica do regulamento português RSA [107]), e aberturas na envolvente da estrutura têm influência no valor da pressão do vento interior e exterior ao edifício [63].

Para determinar a pressão do vento sobre o *saferoom*, terão que se admitir determinadas condições baseadas na referência [63]:

- Usar-se-á o Método 2 – Procedimento Analítico da ASCE 7-02 para determinar as pressões do vento;
- As velocidades do vento a considerar serão para 3 segundos de duração da rajada;
- Categoria de Exposição – C. Esta categoria corresponde a uma situação em que à volta do *saferoom*, não existem edifícios ou quaisquer obstáculos. Considera-se assim, que mesmo os que houvesse antes do tornado, foram destruídos por este. Para uma altura inferior a 4,6 m e para a Classe de Exposição C, o Coeficiente de Exposição de Pressão da Velocidade  $K_z = 0,85$  (Tabela 6.3 da ASCE 7-02)
- Factor de importância  $I = 1$ . Este factor reflecte a probabilidade de a velocidade de vento ultrapassar a velocidade de dimensionamento. Como o período de retorno médio das velocidades da Figura 1.30 é elevado, considera-se  $I = 1$ .
- O *saferoom* não está protegido pelo edifício envolvente ou adjacente;

- O Factor Topográfico  $K_{ZT} = 1,0$ . Este factor tem em conta a posição do *saferoom* em termos de altura. O valor indicado diz respeito à situação de o *saferoom* estar ao mesmo nível do que o terreno circundante. No caso de se situar no topo de uma escarpa o valor de  $K_{ZT}$  deve ser superior;
- Factor de direccionalidade  $K_d = 1$ . Este factor tem em conta a direcção de actuação do vento. No caso de edifícios correntes, a ASCE 7-02 refere que este valor pode ser inferior a 1 (o valor exacto depende do tipo de edifício) de modo a ter em conta a improbabilidade de o vento mais forte actuar na direcção mais vulnerável do edifício. No caso de *saferooms* e devido à configuração de vórtice de tornados e furacões, a direcção do vento muda constantemente e por isso deve considerar-se  $K_d = 1$ ;
- Factor de Efeito da Rajada  $G = 0,85$ . Este factor tem em conta o efeito dinâmico da rajada de vento sobre a estrutura. No caso de se tratar de uma estrutura rígida, tal como o *saferoom*, o valor de  $G$  é o indicado. No caso de uma estrutura mais sensível a acções dinâmicas, o factor terá que ser determinado pelo método indicado na secção 6.5.8.2 da referida norma.
- A Pressão de Velocidade “ $q$ ” é calculada pela ASCE 7-02 e o método será descrito mais à frente;
- O Coeficiente de Pressão Externa  $C_p$  deve ser usado para o Sistema Principal de Resistência à Força do Vento (SPRFV) de abrigos de qualquer altura. No caso do *saferoom* em estudo, não será verificada a segurança dos Componentes e Cobrimento (CC), ou seja, atenção será dada apenas parte do *saferoom* que intervém na estabilidade do conjunto.
- O Coeficiente de Pressão Interna  $GC_{pi}$  deverá ser de  $\pm 0,18$  (valor para abrigos de pequena dimensão). Admite-se assim que o

abrigo possua ventilação suficiente para compensar as diferenças de pressões originadas pela tempestade e mesmo assim considera-se um edifício fechado;

Procedendo agora à determinação da Pressão de Velocidade sobre o abrigo, deverá usar-se a expressão:

$$q = 0,612 \times K_z \times K_{zt} \times K_d \times V^2 \times I \text{ (N/m}^2\text{)} \text{ [64]}$$

em que  $V$  é a velocidade de dimensionamento do vento em m/s, ou seja  $V = 111,75$  m/s. Assim,

$$q = 0,612 \times 0,85 \times 1 \times 1 \times 111,75^2 \times 1 = 6496,3 \text{ Pa} = 6,5 \text{ kPa}$$

A Pressão de Dimensionamento para o SPRFV é determinada pela expressão:

$$p = q \times G \times C_p - q_h \times (G C_{pi}) \text{ (N/m}^2\text{)}$$

em que  $q$  é a pressão do vento sobre as paredes sobre as quais o vento incide,  $G$  é o Factor de Rajada,  $C_p$  é o Coeficiente de Pressão Externa para SPRFV,  $q_h$  é igual à Pressão do Vento no caso de paredes laterais, paredes opostas à da incidência do vento e telhado e  $G C_{pi}$  é o Coeficiente de Pressão Interna. A parcela  $q \times G \times C_p$  diz respeito às pressões exteriores enquanto que  $q_h \times (G C_{pi})$  é referente às interiores.

De acordo com a ASCE 7-02, o *saferoom* fica dividido em zonas de pressão que estão indicadas na Figura 4.5. O vento provoca uma

pressão na face de incidência com um sentido positivo, ou seja, que vai na direcção da face, enquanto que nas restantes o sentido é negativo, ou seja, afasta-se das faces.

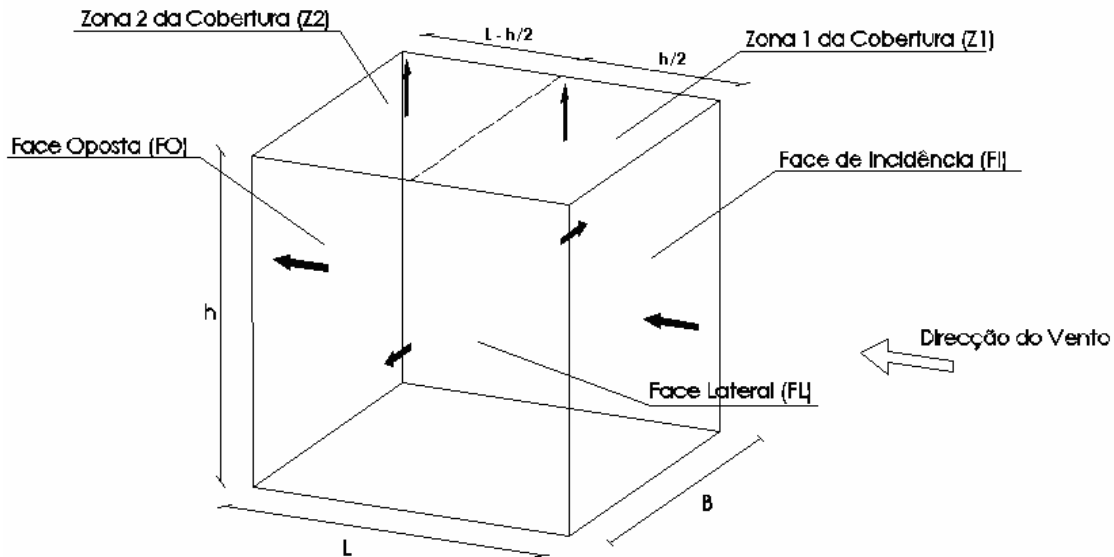


Figura 4.5 – Zonas de pressão exterior do vento no *saferoom* (as setas pretas representam a direcção das pressões)

A cobertura fica dividida em duas zonas Z1 e Z2, definindo-se Z1 como a área de cobertura que vai desde a fronteira com FI até uma distância horizontal de  $h/2$ . A zona Z2 será a área restante. Como o *saferoom* é cúbico, então a superfície da cobertura fica dividida em duas zonas iguais.

Fazendo as operações para determinar apenas as pressões exteriores através da expressão  $p = q \times G \times C_p$ , obtêm-se os valores indicados na Tabela 4.1 para cada uma das faces. Os valores de  $C_p$  foram obtidos através da Figura 6-6 da ASCE 7-02.

Tabela 4.1 – Pressão exterior nas faces do *saferoom*

Faces	$C_p$	$p$ (kPa)
FI	0,8	4,42
FO	-0,5	-2,76
FL	-0,7	-3,87
Z1	-1,3	-7,18
Z2	-0,7	-3,87

Para se obterem as pressões totais do vento sobre o *saferoom*, há que adicionar aos valores da Tabela 4.1 as pressões interiores que se obtêm através da parcela  $q_h \times (GC_{pi})$ . No presente caso, sendo o *saferoom* um edifício fechado tal como referido anteriormente, o valor de  $GC_{pi}$  é de  $\pm 0,18$  e  $q_h$  é igual a  $q$  para todas as faces, ou seja, 6,5 kPa. O valor da pressão interna será então  $\pm 0,18 \times 6,5 = \pm 1,17$  kPa. O sentido da pressão e consequentemente o sinal (negativo no caso de sucção) será aquele que se revele mais gravoso para a segurança do *saferoom*.

#### 4.5.2.2 SOBRECARGA

A sobrecarga a considerar no *saferoom* será de 10 kN/m<sup>2</sup> sobre a cobertura. Esta sobrecarga serve para ter em conta a possível queda de objectos ou parte de estruturas adjacentes sobre o *saferoom*.

## 4.6 COMBINAÇÃO DE ACÇÕES

A combinação de acções depende do método de dimensionamento a utilizar tal como referido em 1.3.4. No caso do Método de Coeficientes de Segurança para Acções e Resistência, que será o usado, a

combinação de acções deve ser feita de acordo com as seguintes expressões [56]:

Combinação 1:  $1,2D + 1,0W_x + 0,5L$

Combinação 2:  $0,9D + 1,0W_x + 0,5L$

Combinação 3:  $0,9D + 1,2W_x$

Em que D representa as acções permanentes, L a sobrecarga e  $W_x$  a acção do vento.

O coeficiente de 1,2 da combinação 1, ou o coeficiente de 0,9 das combinações 2 e 3 para as cargas permanentes deve ser usado no caso de estas serem favoráveis ou não à acção do vento, respectivamente.

## 4.7 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

### 4.7.1 IMPACTO DE “MISSEIS”

No ponto 1.3.2.4 foi referido que a secção transversal de uma parede de um *saferoom* em betão armado deve ter uma espessura mínima de 15,25 cm.

A resistência de um elemento ao impacto de um objecto está relacionada com a resistência mecânica do material que compõe o elemento (ver 1.3.2.4). A resistência mecânica do geobetão apresentada em 3.1.2.1 e os resultados da resistência ao impacto em 3.3 permitem admitir com segurança que se uma secção de betão

armado corrente com 15,25 cm de espessura resiste ao impacto de um “míssil” padrão, então um elemento de geobetão com as mesmas dimensões também resistirá.

#### 4.7.2 RESISTÊNCIA AO FOGO

Consultado o Eurocódigo 2 – Parte 1.2 – Dimensionamento Estrutural ao Fogo [84], retira-se das tabelas de resistência ao fogo de paredes resistentes e com função de compartimentação que, a espessura mínima para uma classificação de REI 240 (classificação máxima), é de 230 mm e 60 mm de recobrimento.

Para lajes, os valores mínimos para classificação REI 240 são de 17,5 cm de espessura e recobrimento de 4 cm. [84].

Serão pois estes os valores mínimos para iniciar o dimensionamento dos elementos do *saferoom*. Note-se que estes valores dizem respeito ao betão CPN armado, mas os resultados indicados em 3.2 sugerem que o betão geopolimérico deverá assegurar pelo menos a mesma resistência ao fogo que o betão CPN.

#### 4.7.3 DESLIZAMENTO

Para fazer a verificação ao deslizamento é necessário definir qual o ângulo de atrito de escorregamento entre o *saferoom* e a base. Tal como referido anteriormente, admite-se que o *saferoom* seja colocado sobre uma base rígida de betão capaz de o suportar. No caso de o



*saferoom* ser colocado no exterior da habitação, deve ser então construída primeiro a base de betão sobre o terreno e só depois colocado o *saferoom* sobre aquela.

De acordo com as Tabelas Técnicas [108] o coeficiente de atrito de escorregamento entre superfícies de betão é de 0,65. Admite-se que o atrito entre geobetão/geobetão ou geobetão/betão CPN tem igual valor.

A pressão do vento determinada em 4.5.2.1 está representada na Figura 4.6.

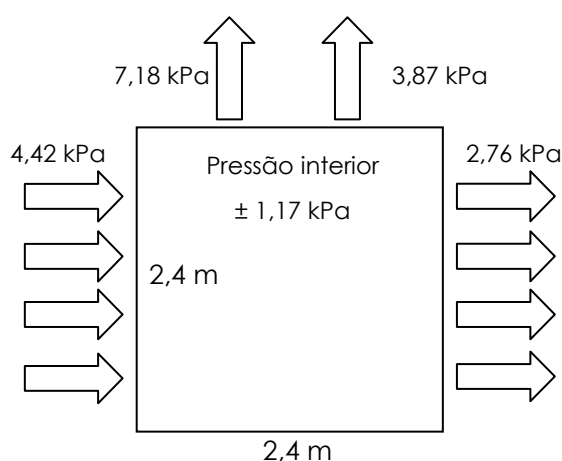


Figura 4.6 – Pressões exteriores e interiores do vento sobre o *saferoom*

A pressão interior mais desfavorável é a positiva pois promoverá o levantamento do abrigo e a consequente redução de atrito na base.

Os factores de segurança mais desfavoráveis para a combinação de acções no caso da verificação ao deslizamento são os indicados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Factores de Segurança a ter em conta na combinação de acções para a verificação ao deslizamento

Acção	Factor de Segurança
Vento	1,2
Peso Próprio	0,9
Sobrecarga	0

A segurança ao deslizamento verifica-se se

$$F_{est} > F_{des}$$

Em que  $F_{est}$  é o somatório das forças que contribuem para a estabilidade do conjunto e  $F_{des}$  é o somatório das forças que promovem o deslizamento. É de notar que a acção do vento na cobertura contraria a acção do peso próprio e por isso entra em  $F_{est}$  com sinal negativo.

Iniciando o dimensionamento com  $e_p = 0,25$  m e  $e_{ls} = e_{li} = 0,20$  m (ver Figura 4.1) e aplicando os respectivos coeficientes de segurança parciais às acções obtêm-se os valores de  $F_{est} = 42,98$  kN e  $F_{des} = 49,63$  kN. Como  $F_{est} < F_{des}$  então não está verificada a segurança ao deslizamento.

Alterando o valor de  $e_p$  para 30 cm, então  $F_{est} = 50,70$  kN, o que quer dizer que  $F_{est} > F_{des}$ , logo está verificada a segurança ao deslizamento.

#### 4.7.4 DERRUBE

Relativamente ao derrubamento, todas as considerações feitas no ponto anterior são válidas incluindo as acções e factores de segurança.

O ponto para o cálculo de momentos é o canto inferior oposto à face de incidência do vento. Para  $e_p = 0,30$  m e  $e_{ls} = e_{li} = 0,20$  m, então  $M_{est} = 149,30$  kN.m e  $M_{der} = 121,95$  kN.m. Como  $M_{est} > M_{der}$  então está verificada a segurança ao derrubamento.

#### 4.7.5 LEVANTAMENTO

A verificação ao levantamento faz-se através de:

$$F_{estv} > F_{lev}$$

Em que  $F_{lev}$  é o somatório das forças que actuam no sentido de levantar o *saferoom* e  $F_{estv}$  é o somatório de forças verticais que promovem a estabilidade do abrigo.

A combinação de acções mais desfavorável continua a ser a indicada nos pontos anteriores. Assim, para  $e_p = 0,30$  m e  $e_{ls} = e_{li} = 0,20$  m, vem que  $F_{estv} = 124,42$  kN e  $F_{lev} = 46,28$  kN. Está portanto verificada a segurança ao levantamento.

#### 4.7.6 DIMENSIONAMENTO INTERNO

Usado um programa de cálculo automático foi calculada a armadura que a cobertura deve possuir para resistir à acção mais desfavorável que é a sobrecarga de 10 kPa. Os factores de segurança utilizados na combinação de acções foram:

Tabela 4.3 – Factores de Segurança a ter em conta na combinação de acções para a o dimensionamento da cobertura

Acção	Factor de Segurança
Vento	0
Peso Próprio	1,2
Sobrecarga	1,2

Admitiu-se que o betão seria de classe C50/60 e as armaduras do tipo S400.

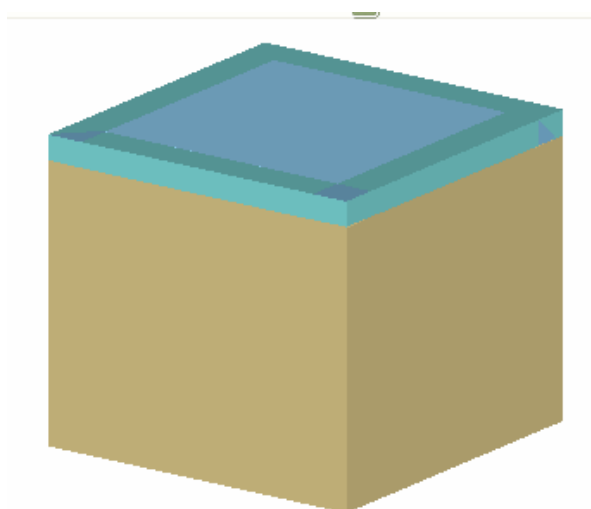


Figura 4.7 – Modelo usado para o dimensionamento interno no CYPE 2003

O resultado foi que a armadura superior e inferior da laje deveria ser de diâmetro 10 mm e afastamento de 15 cm. O recobrimento escolhido foi de 4 cm.

Relativamente às paredes, a acção mais gravosa é a do vento que vale 4,42 kPa. Neste caso, os factores de segurança usados foram de:

Tabela 4.4 – Factores de Segurança a ter em conta na combinação de acções para a o dimensionamento das paredes

Acção	Factor de Segurança
Vento	1,2
Peso Próprio	0,9
Sobrecarga	0,9

O recobrimento usado foi de 6 cm já que a espessura das paredes é de 30 cm. Os resultados apontaram igualmente para uma armadura superior e inferior de 10 mm de espessura com um afastamento de 15 cm nas duas direcções.

De modo a uniformizar a armadura nos vários elementos, deverá considerar-se para a laje térrea o mesmo reforço dos outros elementos, ou seja, uma armadura superior com 10 mm de espessura e com um afastamento de 15 cm nas duas direcções. Esta uniformização torna-se importante não só para facilitar a construção de *saferooms* no local, mas principalmente para a construção de *saferooms* pré-fabricados.

#### 4.8 CONSIDERAÇÃO FINAIS

Através do dimensionamento efectuado seria possível construir um abrigo com elevada resistência mecânica, segurança contra a acção do vento e do impacto e resistência ao fogo de 240 minutos.

É de notar que o dimensionamento foi feito considerando que a porta ( $0,8 \times 1,8 \text{ m}^2$ ) possuiria as características necessários para não prejudicar o desempenho do abrigo.

As dimensões finais do *saferoom* estão representadas nas Figura 4.8, 4.9 e 4.10.

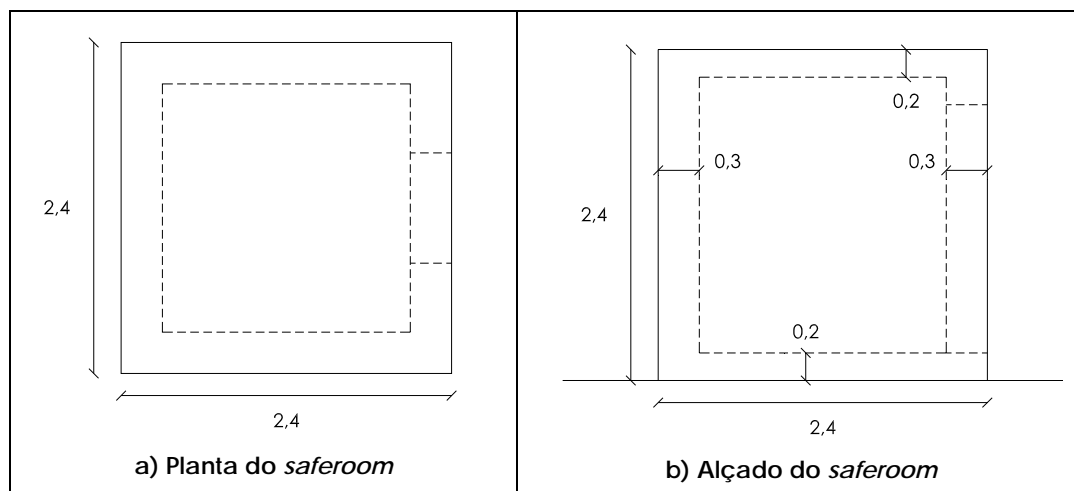


Figura 4.8 – Dimensões finais do *saferoom*

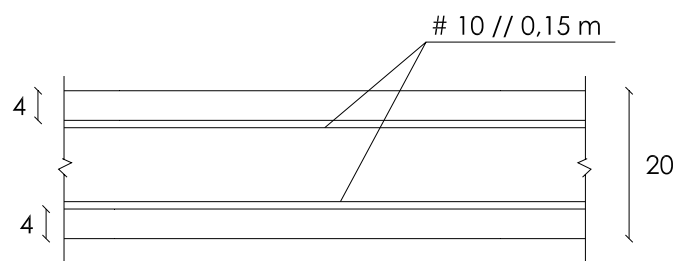


Figura 4.9 – Secção transversal da laje de cobertura e térrea (medidas em cm)

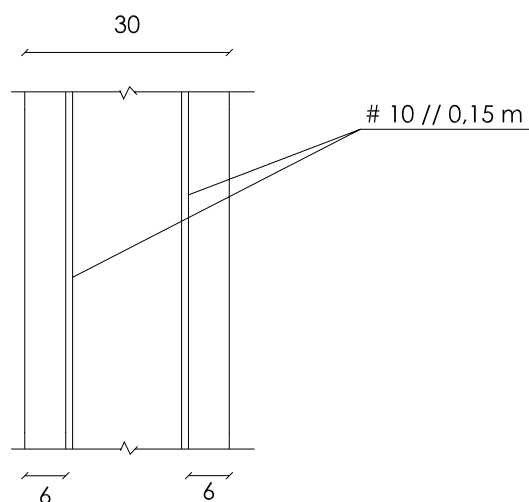


Figura 4.10 – Secção transversal das paredes (medidas em cm)

A área de superfície (pavimento) livre no interior do *saferoom* resultou em 3,24 m<sup>2</sup>. Tendo em conta o valor mínimo referido pela FEMA [45] de 0,465 m<sup>2</sup> por pessoa de área interior para uma utilização confortável durante um tornado, determina-se que o *saferoom* pode abrigar no máximo 7 pessoas.

Os resultados de resistência a elevadas temperaturas deste trabalho parecem indicar que a diferença entre o geobetão e o betão CPN é mais acentuada na questão da resistência mecânica do que no isolamento térmico. Assim, uma redução significativa na espessura dos elementos de um *saferoom* construído com geobetão poderia ficar comprometida apenas pela questão do isolamento térmico. No entanto, esse facto poderia ser compensado usando um material isolante adicional na envolvente interior do *saferoom*. Estando a estabilidade externa garantida através de métodos de fixação do *saferoom* à base/solo e se o impacto de “mísseis” transportados pelo vento se revelasse agora o factor limitante em termos de espessura dos elementos, então seria de considerar a hipótese da incorporação de fibras, cuja contribuição neste campo é reconhecida.





## **CAPÍTULO 5**

---

# CONCLUSÕES



O trabalho atrás descrito teve como objectivo principal o estudo da aplicação de um geobetão como material estrutural alternativo ao betão convencional de cimento Portland, para a construção de um *saferoom*.

Os trabalhos de investigação realizados no âmbito desta dissertação permitem concluir que:

- A argamassa geopolimérica estudada possui qualidades que permitiriam com sucesso aplicá-la como material de construção num *saferoom*. De facto:
  - A resistência mecânica da argamassa geopolimérica foi superior às argamassas de CPN estudadas.
  - Quando sujeito a elevadas temperaturas, o ligante geopolimérico proporciona à argamassa uma resistência residual significativamente (cerca de duas vezes) superior àquela que o CPN fornece.
  - O ligante geopolimérico proporciona à argamassa uma resistência ao impacto semelhante à de CPN.
  - A fabricação da argamassa geopolimérica não levanta obstáculos de maior. Os materiais são acessíveis, fáceis de manipular e a pasta geopolimérica não exige cuidados particulares para além de alguns cuidados de segurança dado o carácter fortemente alcalino do activador. O carácter gelatinoso do hidróxido de sódio confere à pasta

um grau de viscosidade mais elevado do que é corrente nos produtos de CPN, mas a diminuição da trabalhabilidade que daí pode advir é em regra contrabalançada com um pequeno aumento da fase líquida sem que isso envolva quebra sensível de resistência mecânica. Este comportamento é de resto bem conhecido e por isso facilmente controlado.

- A resistência mecânica da argamassa geopolimérica cresceu dos 7 para os 28 dias, mas na idade mais precoce já apresentava valores que não só permitiriam uma desmoldagem rápida como também a rápida colocação em serviço. Este aspecto permitirá, numa instalação industrial de fabrico de *saferooms*, uma economia considerável na rotação dos moldes e diminuição das instalações de estacionamento para cura pois as unidades podem ser postas ao serviço do utente muito mais cedo.

Adicionalmente registaram-se alguns factos dignos de menção, que poderão ter importância em desenvolvimentos futuros:

- A chamote conferiu à argamassa de CPN um desempenho superior ao alcançado com a areia ao nível da resistência mecânica, assim como na relação entre a resistência à tracção e compressão, na resistência residual a elevadas temperaturas e na resistência ao impacto.
- Por seu lado a areia proporcionou melhor capacidade de isolamento térmico a elevadas temperaturas à argamassa de CPN do que a chamote.

- A saturação prévia dos provetes resultou num melhor desempenho em termos de resistência residual à tracção para todas as argamassas estudadas.
- No caso das argamassas de CPN saturadas, verificou-se o aparecimento de um pó esbranquiçado à superfície dos provetes sujeitos a 900 °C durante 2 horas.
- Os provetes de CPN tiveram um desempenho em termos de resistência residual superior ao expectável, já que outros ensaios realizados na UTAD, com a única diferença de se terem sido usados cimentos da classe 32,5 resultaram na desagregação total dos provetes.

#### PROPOSTAS PARA O FUTURO

A realização deste trabalho permite abrir caminho para futuras investigações, nomeadamente:

- Estudo da utilização de cinzas volantes em substituição do metacaulino, pela dupla vantagem de se tratar de um material de custo muito baixo e de dar utilização a um resíduo de outras actividades industriais.
- Eventual aplicação de cinzas vulcânicas, abundantes nos E.U.A. como precursor geopolimérico para a fabricação de geobetão. A possibilidade de as cinzas se encontrarem parcialmente hidratadas ao fim de tantos milhares (ou milhões) de anos em depósito, podem envolver custos de calcinação que retirem a estes materiais a vantagem do preço. Outros factores como a

localização dos depósitos e os impactes ambientais decorrentes da sua exploração deverão ser considerados.

- Realização de ensaios para avaliar a estabilidade química das armaduras no interior do geobetão.
- Melhoria genérica do processo de fabricação de argamassas geopoliméricas (ou betões) de forma a melhorar a baixa trabalhabilidade e porosidade, nomeadamente através da adição de plastificantes.
- Utilização de outras técnicas no processo de dimensionamento estrutural dos *saferooms*, nomeadamente através do estudo de soluções de ancoragem que permitam reduzir o volume de material empregue.

# ANEXOS





## ESCALAS DE FUJITA E SAFFIR-SIMPSON

Figura A.5.1 – Escala de Fujita (Retirada de [45] - tradução livre)

	<p><b>F-0: Dano ligeiro:</b></p> <p>As chaminés são danificadas, ramos de árvores partidos, árvores de raízes pouco profundas são derrubadas.</p>
	<p><b>F-1: Dano Moderado:</b></p> <p>Os telhados são levantados, janelas partidas, troncos de árvores partidos, habitações móveis não-ancoradas são derrubadas e as garagens acopladas podem ser destruídas.</p>
	<p><b>F-2: Danos consideráveis:</b></p> <p>As estruturas dos telhados são danificadas, habitações móveis são destruídas, detritos são projectados pelo ar (geram-se os chamados "mísseis"), grandes árvores são partidas ou arrancadas.</p>
	<p><b>F-3: Danos severos:</b></p> <p>Telhados e algumas paredes são arrancados das estruturas, alguns edifícios pequenos são destruídos, edifícios de alvenaria não reforçados são destruídos, a maior parte das árvores são arrancadas.</p>
	<p><b>F-4: Danos Devastadores:</b></p> <p>Casas bem construídas são destruídas, algumas estruturas são arrancadas das fundações e deslocadas, carros são arrastados e detritos de grandes dimensões são projectados pelo ar.</p>
	<p><b>F-5: Danos incríveis:</b></p> <p>Habitações de estrutura robusta são arrancadas das fundações, estruturas de betão armado são danificadas, detritos do tamanho de automóveis são projectados pelo ar, árvores são completamente arrancadas.</p>
<p>F0, F1, AND F2 IMAGES COURTESY OF ANDREW DEVANAS, FLORIDA DIVISION OF EMERGENCY MANAGEMENT F3, F4, AND F5 IMAGES COURTESY OF NOAA, NATIONAL SEVERE STORMS LABORATORY (NSSL)</p>	

Figura A.5.2 – Escala de Saffir-Simpson (Retirada de [45] - tradução livre)

	<p><b>C1 Mínimo:</b></p> <p>Danos são causados principalmente a arbustos e árvores, habitações móveis não-ancoradas são danificadas, algumas tabuletas são danificadas, as estruturas não sofrem danos significativos.</p>
	<p><b>C2 Moderado:</b></p> <p>Algumas árvores são derrubadas, alguns telhados são danificados, e os maiores estragos são feitos em habitações móveis.</p>
	<p><b>C3 Extenso:</b></p> <p>Árvores grandes são derrubadas, os telhados sofrem alguns danos estruturais, habitações móveis são destruídas, danos estruturais são infligidos a pequenas casas e edifícios de serviço.</p>
	<p><b>C4 Extremo:</b></p> <p>Telhados, portas e janelas ficam danificados, sistemas de cobertura em pequenos edifícios colapsam, algumas paredes caem.</p>
	<p><b>C5 Catastrófico:</b></p> <p>Danos em coberturas é considerável e alargado, portas e janelas ficam severamente danificadas, todos os vidros quebram, alguns edifícios ruem.</p>
<p>C1, C2, C3, C4 IMAGES: FEMA C5 IMAGE COURTESY OF NOAA, HISTORICAL DATA COLLECTION</p>	

# BIBLIOGRAFIA



- [1] Davidovits, J., "30 Years of Successes and Failures in Geopolymer Applications. Market Trends and Potential Breakthroughs", Keynote Conference on Geopolymer Conference 2002, Melbourne, Australia, 2002
  
- [2] Davidovits, J." Geopolymeric Reactions in Archaeological Cements and in Modern Blended Cements", Geopolymer International Conference: GÉOPOLYMÈRE '88, Compiègne, France, 1988
  
- [3] Davidovits, J., Davidovits, F. "Long-lasting Roman Cements and Concretes", Geopolymer International Conference: GÉOPOLYMÈRE '99, Saint-Quentin, France, 1999
  
- [4] Davidovits, J. Demortier, G., "Construction Of The Egyptian Great Pyramids (2500 B.C.) With Agglomerated Stone. Update Of The Latest Research", 2ª Conferência Internacional de Geopolímeros: GÉOPOLYMÈRE '99, Saint-Quentin, France, 1999
  
- [5] Torgal, F.P, Castro-Gomes, J.P., Jalali, S., "Ligantes Geopoliméricos: Uma Alternativa ambiental ao Cimento Portland No Contexto da Economia do Carbono", Revista da APEB, nº 14, 2005
  
- [6] [www.geopolymer.org](http://www.geopolymer.org), Novembro de 2005

- [7] Torgal, F.P., "Reciclagem por Activação Alcalina de Materiais dos Escombros das Minas da Panasqueira", Tese de Doutoramento, Universidade da Beira Interior, 2006 (em curso)
- [8] Rapazote, J., "Reciclagem Não-Convencional de Resíduos de Construção e Demolição", Tese de Mestrado, UTAD, 2006 (em curso)
- [9] Soares, P., "Obtenção e Caracterização de Blocos ou Placas Isolantes a partir de Argila Expandida e Partículas de Despoeiramento e Lamas de Processamento de Materiais Naturais", Tese de Mestrado, Universidade de Aveiro, 2006 (em curso)
- [10] Carvalho, P., Mendonça, C., Teixeira Pinto, A., Ferreira, V. M., Labrincha, J.A., "Alkaline Activation of Waste-Based Formulations", 12º Congresso Internacional da Química dos Cimentos, Canadá, 2007 (Aceite)
- [11] Teixeira Pinto, A., "Sistemas Ligantes Obtidos por Activação Alcalina do Metacaulino", Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, 2004
- [12] Palomo, A., Alonso, A., "Calorimetric Study of Alkaline Activation of Calcium Hydroxide – Metakaolin Solid Mixtures", Cement and Concrete Research, 2001

- [13] [http://www.materialkemi.lth.se/course\\_projects/HT-2004/KK045/Zelites %20and%20Mesoporous%20Materials/hemsida/ZeliteA.htm](http://www.materialkemi.lth.se/course_projects/HT-2004/KK045/Zelites%20and%20Mesoporous%20Materials/hemsida/ZeliteA.htm), Março de 2006
- [14] Xu, H., Van Deventer, J.S.J., "The Geopolymerisation of Alumino-silicate Minerals", International Journal of Mineral Processing, nº 59, Elsevier Science, 2000
- [15] Rangan, B.V., Hardjito M.J., D., Wallah, S. E., Sumajouw, D., "Studies on fly ash-based geopolymer concrete, Congresso Mundial Geopolímeros 2005, Saint Quentin, França, 2005
- [16] Gourley, J.T., Johnson, G.B., "Developments in Geopolymer Precast Concrete", Congresso Mundial Geopolímeros 2005, Saint Quentin, França, 2005
- [17] Hardjito, D., Rangan, B. V., "Development And Properties Of Low-Calcium Fly Ash-Based Geopolymer Concrete", Research Repor GC1, Curtin University of Technology, Perth, Australia, 2005
- [18] <http://www.geopolymer.org/science/what-is-a-geopolymer-technical-data-sheet>, Julho de 2006
- [19] Kirschner, A., Harmuth, H., "Investigation of Geopolymer Binders With Respect to Their Application For Building Materials" Ceramics – Silikáty, Issue 48, 2004

- [20] Shrotri, K., Langner, A., Varela, B., "Dynamic Mechanical Properties of Geopolymer-Organic Polymer Composites", Congresso Mundial Geopolímeros 2005, Saint Quentin, França, 2005
- [21] Branco, C. M., "Mecânica dos Materiais – Teoria e Aplicações", McGraw-Hill, Lisboa, 1989
- [22] Camões, Aires, "Betões de elevado desempenho com incorporação de cinzas volantes", Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, 2002
- [23] Davidovits, J., "Geopolymer Chemistry And Sustainable Development. The Poly(Sialate) Terminology : A Very Useful And Simple Model For The Promotion And Understanding Of Green-Chemistry", Congresso Mundial Geopolímeros 2005, Saint Quentin, França, 2005
- [24] Bakharev, T., Sanjayan, J.G., "Alkali-activated Slag Concrete: Durability in the Aggressive Environment", Conferência Internacional Geopolímeros 2002, Melbourne, Australia, 2002
- [25] Sousa Coutinho, J., "Cofragem de Permeabilidade Controlada – Minimizar os Efeitos da Degradação do Betão", Revista Engenharia e Vida, Nº 15, 2005
- [26] Watson, R., "The Carbon Cycle – Policy Nexus" – IPCC Briefing at the 6<sup>th</sup> Conference of the Parties to the UNFCCC, Alemanha, 2001



- [27] Watson, R., "Climate Change: 2001", IPCC Synthesis Report – Part One, 7<sup>th</sup> Conference of the Parties to the UNFCCC, Marrocos, 2001
- [28] Davidovits, J., "Geopolymeric Reactions in the Economic Future of Cements and Concretes: World-Wide Mitigation of Carbon Dioxide Emission", 2<sup>a</sup> Conferência Internacional de Geopolímeros: GÉOPOLYMÈRE '99, Saint-Quentin, France, 1999
- [29] Pearce, F., "The Concrete Jungle Overheats", New Scientist Magazine issue 2091, 1997
- [30] CEMBUREAU, "The European Cement Industry Contribution to Emission Reduction – Choosing the Best Policies for Europe", Climate Change - Cement and the EU, CEMBUREAU brochure, 1998
- [31] Worrel, E., Price, L., Mertin, N., Hendriks, C., Meida, L., "Carbon Dioxide Emissions From the Global Cement Industry", Annual Review of Energy and the Environment, vol. 26, 2001
- [32] Davidovits, J., "Environmentally Driven Geopolymer Cement Applications", Conferência Internacional Geopolímeros 2002, Melbourne, Australia, 2002

- [33] Sumajouw, D., Hardjito, M.J., D., Wallah, S. E., Rangan, B.V., "Fly ash-based geopolymer concrete: an application for structural members", Congresso Mundial Geopolímeros 2005, Saint Quentin, França, 2005
- [34] Palomo, A., "Propiedades y Aplicaciones de los Conglomerantes Fabricados Con Cenizas Volantes Activadas", Seminário Internacional Geopolímeros, Vila Real, Portugal, 2004.
- [35] Varela, B. "A study on the Suitability of Geopolymers for Structural Steel Fire Protection", Tese de Doutoramento, Universidade do Estado do Novo México, Estados Unidos, 2002.
- [36] Teixeira Pinto, A., Vieira, E., "Repairing of damaged stone in monuments and stone buildings", Congresso Mundial Geopolímeros 2005, Saint Quentin, França, 2005
- [37] Cristelo, N., Nicolas, R., Martins, A., Teixeira Pinto, A., "Improvement of Deep Soft Soil by Alkaline Activation", 6ª Conferência Internacional sobre Soil Improvement Techniques, Coimbra, Portugal, 2005
- [38] Kunze, C., Hermann, E., "Solidification of Heavy Metals and Radionuclides in NORM Waste: German Case Studies", Seminário Internacional Geopolímeros, Vila Real, Portugal, 2004.

- [39] Van Jaarsveld, J., Van Deventer, J., Lorenzen, L. "The Potencial Use of Geopolymeric Materials to Immobilise Toxic Metals: Part I. Theory and Applications", Minerals Engineering, Vol. 10, Nº 7, Elsevier Science Ltd, 1997
- [40] [http://rst.gsfc.nasa.gov/Sect14/Sect14\\_10.html](http://rst.gsfc.nasa.gov/Sect14/Sect14_10.html), Abril de 2006
- [41] <http://www.noaa.gov/tornadoes.html>, Abril de 2006
- [42] Lott, N., McCown S., Ross T., "1998-1999 Tornadoes and a Long-Term U.S. Tornado Climatology", Technical Report 99-02, National Climatic Data Center, NOAA, 2000
- [43] Collier's Encyclopaedia, Volume 16, Pág. 41 – Meteorology and Climatology, Macmillan Educational Company - New York, P.F. Collier, Inc. – London and New York, 1989
- [44] Sachs, P., "Wind Forces in Engineering", Pergmon Press, Oxford, 1972
- [45] Federal Emergency Management Agency. "Taking Shelter From The Storm: Building a Safe Room Inside Your House". FEMA – 320, 1999
- [46] Blake, E, Rappaport, E., Jarrell, J., Landsea, C., "The Deadliest, Costliest, And Most Intense United States Tropical Cyclones From 1851 To 2004 (And Other Frequently Requested Hurricane Facts)", NOAA Technical Memorandum NWS TPC-4, Tropical Prediction Centre, NOAA, 2005

- [47] American Forest & Paper Association, "Details For Conventional Wood Frame Construction", 2001
- [48] Department of Commerce, "La Plata, Maryland, Tornado Outbreak", Service Assessment, 2002
- [49] Marshall, T., "Cluster Tornado Outbreak In Houston, TX", Storm Track, 1993
- [50] Federal Emergency Management Agency. "Midwest Tornadoes of May 3, 1999 – Observation, Recommendations and Technical Guidance", Building Performance Assessment Report, FEMA – 342, 1999
- [51] Marshall, T. "Damage Survey of the Moore, Oklahoma Tornado", Storm Track, 1999
- [52] <http://www.spc.noaa.gov/misc/spencer/spendmg.htm>, Abril de 2006
- [53] American Association for Wind Engineering, "Wind Engineering: New Opportunities to Reduce Wind Hazard Losses and Improve the Quality of Life in the USA", Relatório, 1997

- [54] Shaefer, J., Schneider, R., Kay, M., "The Robustness of Tornado Hazards Estimates", Third Symposium on Environmental Applications, American Meteorological Society, 2002
- [55] Meyer, C., Brooks, H., Kay, M. "A Hazard Model For Tornado Occurrence In The United States", 16th Conference Probability and Statistics, Orlando, 2002
- [56] Federal Emergency Management Agency, "Designing and Construction Guidance for Community Shelters". FEMA – 361, 2000
- [57] <http://www.monolithic.com/gallery/homes/index.html>, Janeiro de 2006
- [58] <http://www.shelters-of-texas.com/home.html>, Janeiro de 2006
- [59] Federal Emergency Management Agency, "National Performance Criteria for Tornado Shelters", Washington D.C., 1999
- [60] <http://www.icfhome.com/index.html>, Janeiro de 2006
- [61] <http://www.ozsaferooms.com/>, Janeiro de 2006
- [62] <http://www.tornadoproject.com/safety/moreonshelters.htm#top>, Fevereiro de 2006

- [63] National Storm Shelter Association, "Design, Construction, and Performance of Storm Shelters", Standards Committee, NSSA, 2001
- [64] American Society of Civil Engineers, "Minimum Design Loads For Buildings and Other Structures", ASCE 7-02, ASCE, 2002
- [65] Mesquita, C., "Impacto entre estruturas adjacentes devido à acção sísmica", Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 1991
- [66] Lu, Y., Xu, K., "Modelling of Dynamic Behaviour of Concrete Materials Under Blast Loading", International Journal of Solids and Structures, 41, Elsevier, 2004
- [67] Barpi F., "Impact Behaviour of concrete: a computational approach", Engineering Fracture Mechanics Journal, Elsevier Ltd, 2003
- [68] Jikai, Z., Lihong, Z., Hongwei, T., Lihe, C., "Elastic-Viscoplastic Damage Constitutive Model of Concrete Under Uniaxial Loading", 3ª Conferência Internacional de Engenharia Sísmica, Pequim, 2004
- [69] Miller, O., Freund, L., Needleman, A., "Modelling and simulation of dynamic fragmentation in brittle materials", International Journal of Fracture, 96, Elsevier, 1999

- [70] Leppanen, Joosef, "Dynamic Behaviour of Concrete Structures Subjected to Blast and Fragment Impacts", Chalmers University of Technology, Sweden, 2002
- [71] Neville, Adam M., "Properties of Concrete", 4ª Edição, Pearson, Inglaterra, 1995
- [72] Almeida, S., "Análise Dinâmica Experimental da Rigidez de Elementos de Concreto Submetidos à Danificação Progressiva Até à Ruptura", Tese de Mestrado, Universidade de São Paulo, 2005
- [73] Collier's Encyclopaedia, "Meteorology and Climatology", Volume 16, Macmillan Educational Company - New York, P.F. Collier, Inc., London and New York, 1989
- [74] American Society of Civil Engineers, "Wind Loading and Wind-Induced Structural Response", Structural Division of the American Society of Civil Engineers, ASCE, 1987
- [75] CEB, "Concrete Structures under impact and impulsive loading", Bulletin D'Information n° 187, Lausanne, 1998
- [76] Zhang, M., Shim, V., Lu, G., Chew, C., "Resistance of high-strength concrete to projectile impact", International Journal of Impact Engineering, 31, Elsevier, 2005

- [77] Grote, D., Park, S., Zhou, M., " Dynamic Behaviour of Concrete at High Strain Rates and Pressures: I. Experimental Characterization", International Journal of Impact Engineering, 25, 2001
- [78] Leppänen, J. "Dynamic Behaviour of Concrete Structures Subjected to Blast and Fragment Impacts". Tese de Mestrado, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, 2002
- [79] Wind Science and Engineering Research Centre, "Debris Impact Testing at Texas Tech University", Summary Report, Texas Tech University, 2003
- [80] <http://www.bt.cdc.gov/disasters/tornadoes/after.asp>, Novembro de 2004
- [81] <http://www.nssl.noaa.gov/NWSTornado/>, Novembro de 2004
- [82] <http://www.nationalgeographic.com/forcesofnature/interactive/index.html?section=t>, Julho de 2006
- [83] Laboratório Nacional de Engenharia Civil, "Verificação da Segurança de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado em Relação à Acção do Fogo", Recomendações LNEC, Lisboa, 1990
- [84] ENV 1992-1-2:1995, "Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-2: General Rules – Structural Fire Design", Comité Européen de Normalisation, Brussels, 1995



- [85] Alarcon-Ruiz, L., Platret, G., Massieu, E., Ehrlicher, A., "The Use of Thermal Analysis in Assessing The Effect of Temperature on a Cement Paste", Cement and Concrete Research, 35, Elsevier, 2005
- [86] Sousa Coutinho, A. "Fabrico e Propriedades do Betão", L.N.E.C. Vol. II, 1973
- [87] National Fire Protection Association, "Fire Protection Handbook, Fire Safety in Building Design and Construction", 16th Edition, Côté, A E. and J.L. Linville (eds.), 1986
- [88] Aldea, C., Franssen, J., Dotreppe, J., "Fire Test On Normal and High-Strength Reinforced Concrete Columns", International Workshop on Fire Performance of High-Strength Concrete, NIST, Gaithersburg, 1997
- [89] Harmathy TZ., "Effect of Moisture on the Fire Endurance of Building Elements". Research Paper 270, Division of Building Research. Ottawa 1965. Or: Moisture in Materials in relation to Fire Tests, ASTM, Special Technical Publication No. 385, 1964;74–95
- [90] Zhukov VV., "Reasons for explosive deterioration of concrete during fire". In Russian Concrete and Reinforced Concrete, 1976
- [91] Hertz, K. D., "Explosion of silica-fume concrete", Fire Safety Journal, Elsevier Ltd, 1984

- [92] Hertz, K. D., "Limits of spalling of fire-exposed concrete", Fire Safety Journal, Elsevier Ltd, 2003
- [93] Hertz, K. D., "Danish investigations on silica-fume concrete at elevated temperatures", ACI Materials Journal, 89, NO. 4, 1992
- [94] Jumppanen, U. M., "Effect of strength on fire behaviour of concrete", Nordic Concrete Research, Publication No. 8, Oslo, 1989
- [95] Comité Européen du Béton, "Fire Design of Concrete Structures", Bulletin D'Information N° 208, CEB, Lausanne, 1991
- [96] Davidovits, J., "Fire Proof Geopolymeric Cements", 2ª Conferência Internacional de Geopolímeros: GÉOPOLYMÈRE '99, Saint-Quentin, France, 1999
- [97] Castro, A., "Ciência e Tecnologia dos Materiais", Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Vila Real, 1998
- [98] [Http://www.engelhard.com/resources/metamax/metamax/](http://www.engelhard.com/resources/metamax/metamax/), Dezembro de 2004
- [99] NP EN 196-1 – Métodos de ensaios de cimentos – Determinação das Resistências Mecânicas, Instituto Português da Qualidade, Lisboa, 1990

- [100] NP 954 – “Inertes para Argamassas e Betões. Determinação das Massas Volúmicas e da Absorção de Água das Areias”, 1973
- [101] NP EN 12390-7 – “Massa Volúmica do Betão Endurecido”, Instituto Português da Qualidade, Lisboa, 2003
- [102] Especificação LNEC, E 397-1993, “Betões – Determinação do Módulo de Elasticidade em Compressão”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1993
- [103] UNE 127-007-90, “Baldosas de cemento – Determinación De La Resistencia al Choque”, Secretaria del CTN, ANDECE, 1990
- [104] Teixeira Pinto, A., “Geobetão – O Betão da Construção Sustentável”, Seminário Construção Sustentável, Universidade do Minho, 2002.
- [105] Azevedo, A. F., “Optimização de Estruturas com comportamento linear e não linear”, Tese de Doutoramento, FEUP, Universidade do Porto, 1994
- [106] prEN 1991-1-1, “Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings”, Comité Européen de Normalisation, Brussels, 2001

- [107] "Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes", Decreto de Lei nº 235/83, Diário da Republica, Lisboa, 1983
- [108] Brazão Farinha, J.S., Correia dos Reis, A., "Tabelas Técnicas", Edições Técnicas, Lisboa, 2000